

Bakalářská práce

Optimalizace návrhových prvků záporového pažení

The Design Optimization of Soldier Pile Wall

Student:

Marek Holaň

Vedoucí bakalářské práce:

Ing. Marek Mohyla, Ph.D.

Ostrava 2021

Zadání bakalářské práce

Student: **Marek Holaň**
Studijní program: B3607 Stavební inženýrství
Studijní obor: 3647R017 Geotechnika
Téma: **Optimalizace návrhových prvků záporového pažení**
The Design Optimization of Soldier Pile Wall
Jazyk vypracování: čeština

Zásady pro vypracování:

Úvod

Přehled metod pažení stavebních jam v ČR

Přehled návrhových prvků záporového pažení

Parametrická studie hodnotící vliv vybraných návrhových prvků záporového pažení

Analýza výsledků a stanovení doporučení

Závěr

Seznam doporučené odborné literatury:

ATKINSON, John. *An introduction to the mechanics of soils and foundations*. New York: McGraw-Hill International (UK) Limited, 1993. ISBN 0-07-707713-X.

HULLA J., TURČEK P. *Zakládání staveb*. Bratislava: Jaga Group, v.o.s., 2005. ISBN 80-8076-023-3.

ŠIMEK J., JESENÁK J., EICHLER J., VANÍČEK I. *Mechanika zemin*. Praha: SNTL – Nakladatelství technické literatury, 1990. ISBN 80-03-00428-4.

ROZSYPAL, A. *Kontrolní sledování a rizika v geotechnice*. Bratislava: Jaga group, v.o.s., 2001. ISBN 80-88905-44-3.

HULLA J., TURČEK P., BALIAK F., KLEPSATEL F. *Predpoklady a skutočnosť v geotechnickom inžinierstve*. Bratislava: Jaga group, v.o.s., 2002. ISBN 80-88905-42-7.

Formální náležitosti a rozsah bakalářské práce stanoví pokyny pro vypracování zveřejněné na webových stránkách fakulty.

Vedoucí bakalářské práce: **Ing. Marek Mohyla, Ph.D.**

Datum zadání: 30.10.2020

Datum odevzdání: 30.04.2021

Prohlášení studenta

Prohlašuji, že jsem celou bakalářskou práci včetně příloh vypracoval samostatně pod vedením vedoucího bakalářské práce a uvedl jsem všechny použité podklady a literaturu.

V Ostravě.....

.....

podpis studenta

Prohlašuji, že:

- Byl jsem seznámen s tím, že na moji bakalářskou práci se plně vztahuje zákon č. 121/2000 Sb. – autorský zákon, zejména § 35 – užití díla v rámci občanských a náboženských obřadů, v rámci školních představení a užití díla školního a § 60 – školní dílo.
- Beru na vědomí, že Vysoká škola báňská – Technická univerzita Ostrava (dále jen VŠB-TUO) má právo nevýdělečně ke své vnitřní potřebě bakalářskou práci užít (§ 35 odst. 3).
- Souhlasím s tím, že údaje o bakalářské práci budou zveřejněny v informačním systému VŠB-TUO.
- Bylo sjednáno, že s VŠB-TUO, v případě zájmu z její strany, uzavřu licenční smlouvu s oprávněním užít dílo v rozsahu § 12 odst. 4 autorského zákona.
- Bylo sjednáno, že užít své dílo – bakalářskou práci nebo poskytnout licenci k jejímu využití mohu jen se souhlasem VŠB-TUO, která je oprávněna v takovém případě ode mě požadovat přiměřený příspěvek na úhradu nákladů, které byly VŠB-TUO na vytvoření díla vynaloženy (až do jejich skutečné výše).
- Beru na vědomí, že odevzdáním své práce souhlasím se zveřejněním své práce podle zákona č. 111/1998 Sb., o vysokých školách a o změně a doplnění dalších zákonů (zákon o vysokých školách), ve znění pozdějších předpisů, bez ohledu na výsledek její obhajoby.

V Ostravě.....

.....

podpis studenta

Poděkování

Chtěl bych rád poděkovat svému vedoucímu bakalářské práce Ing. Marku Mohylovi, Ph.D. za odborné vedení, za pomoc a rady při zpracování této práce.

ANOTACE

Bakalářská práce se zaměřuje na téma pažení stavebních jam, větší pozornost je zde věnována záporovému pažení. Teoretická část se v úvodu zabývá rozdělením stavebních jam z obecného hlediska a jejich stručným popisem. V navazující kapitole jsou blíže specifikovány jednotlivé typy pažicích konstrukcí, které mají nejvyšší zastoupení na území ČR. Teoretický oddíl uzavírá obecný postup výpočtu jednonásobně kotvené pažicí konstrukce. Praktická část je věnována optimalizaci dvou vybraných návrhových prvků jednonásobně kotveného záporového pažení (umístění kotevní řady pod původní terén a hloubku vetknutí pod dno stavební jámy) za pomoci softwaru GEO 5, který pracuje na principu metody závislých tlaků. V závěru práce je posouzena konstrukce záporového pažení, jejíž vstupy jsou optimalizované parametry.

ANNOTATION

This bachelor thesis discusses sheeting of foundation pits with greater focus on braced sheeting. The theoretical part of the thesis is concerned with the division and brief characterization of foundation pits in general. The following chapter specifies different types of sheeting most often used in the Czech Republic. Lastly, the theoretical part presents the general calculating procedure of a single anchored sheeting. The practical part of the thesis focuses on the optimization of two chosen design elements of single anchored braced sheeting (the placement of the anchor row under the original terrain and the stuck depth under the bottom of the foundation pit) using the GEO 5 software which operates on the bases of the method of dependent pressures. The conclusion evaluates a braced sheeting design with optimized input parameters.

KLÍČOVÁ SLOVA

Stavební jáma, záporové pažení, podzemní stěna, štetovnice, pilotová stěna, kotvená stěna, metoda závislých tlaků.

KEY WORDS

Foundation pit, breaced sheeting, diaphragm wall, sheet pile, pile wall, anchored wall, method of dependent pressures.

OBSAH

1. Úvod.....	3
2. Přehled typů stavebních jam	4
2.1 Stavební jámy	4
2.2 Svahované stavební jámy	5
2.3 Jímkové jámy.....	6
2.4 Těsněné jámy	6
2.5 Pažené (roubené) jámy	7
3. Přehled metod pažení stavebních jam v ČR.....	9
3.1 Štětové stěny.....	9
3.2 Pilotové stěny	11
3.3 Podzemní stěny.....	13
3.4 Záporové pažení	16
3.5 Mirozáporové pažení	20
4. Statické řešení pažení kotveného v jedné úrovni	23
4.1 Zemní tlaky působící na pažení	23
4.2 Statické řešení prutovými modely na tuhých podporách.....	25
4.3 Nosník na pružném podkladě, metoda závislých tlaků	28
5. Parametrická studie a analýza výpočtů vybraných návrhových prvků záporového pažení kotveného	30
5.1 Stanovení hloubky volně uložené a vetknuté paty	32
5.2 Optimalizace umístění kotevní řady pod vrchol stavební jámy	34
5.3 Optimalizace hloubky vetknutí záporu pod dno stavební jámy	40
5.4 Výsledný návrh a posouzení optimalizované konstrukce.....	42
6. Závěr.....	45

Seznam literatury.....	47
Seznam obrázků	49
Seznam grafů.....	50
Seznam tabulek	50
Seznam příloh.....	50

1. ÚVOD

Při výstavbě téměř každé stavby je nutné realizovat stavební jámu, ta může mít různé podoby a funkce. Nejhojněji využívaným typem jsou svahované stavební jámy, jelikož nevyžadují žádné další prvky k zajištění stěn, ovšem na úkor záběru mnohem větší půdorysné plochy. Pokud nemáme k dispozici dostatečný půdorysný prostor nebo by z důvodu hloubky jámy nebylo ekonomické použít svahovanou jámu, je nutností přistoupit k alternativnímu řešení, tím jsou pažené stavební jámy. Díky svislým stěnám snížíme náročnost na půdorysnou plochu a také objem provedených výkopových prací.

Pažících konstrukcí známých na území České republiky máme celou řadu. Výběr toho správného ovlivňuje několik faktorů, které musíme brát v úvahu při jejich návrhu. Za zásadní aspekty, na nichž závisí výběr, můžeme považovat např. inženýrskogeologické a hydrogeologické poměry, vliv na okolní zástavbu, hloubku, kterou je potřeba zapažit, nebo v neposlední řadě konstrukční požadavky (vodotěsnost, tuhost, potřebná doba pažení atd.). Seznámení s různými typy těchto konstrukcí pojednává úvodní textová část této práce.

Parametrická studie, jakožto druhá, výpočtová část práce se zabývá návrhem zadaného typu zajištění stavební jámy, konkrétně pažením záporovým. Hlavním úkolem výpočtu bude optimalizace vybraných návrhových prvků, ze kterých se tato konstrukce skládá, v určitém horninovém prostředí. Jako výpočetní nástroj k těmto účelům poslouží program GEO 5 pro geotechnické konstrukce od společnosti Fine, zvláště jeho moduly „Pažení návrh“ a „Pažení posudek“.

Závěrečná část se zabývá zpracováním jednotlivých výsledků parametrické studie a výběrem nejvhodnějších parametrů záporového pažení. Hlavním výstupním kritériem práce je statická optimalizace konstrukce záporového pažení kotveného v jedné úrovni.

2. PŘEHLED TYPŮ STAVEBNÍCH JAM

2.1 Stavební jámy

Jedním z nejrozšířenějších druhů výkopů, které bývají používány při zakládání všech druhů konstrukcí, jsou stavební jámy. Téměř při zakládání každého objektu se realizují stavební jámy, sloužící k uvolnění prostoru pro výstavbu podzemní části budovy. V současnosti, kdy se tvoří budovy velmi náročné na půdorysnou plochu (obchodní domy, průmyslové haly, sportovní střediska apod.), je na místě úvaha budovat suterénní prostory za účelem zmenšení této plochy.[1]

Stavební jámy se používají jak v soudržných, tak i nesoudržných zeminách, v suchém prostředí, pod hladinou podzemní vody, nebo také zcela pod vodou. Rozmanitost stavebních jam je velice široká, jsou využívány u spousty různých odvětví, těmi mohou být objekty vodního stavitelství (jezy, mosty, přehrady atd.), podzemního stavitelství (stanice metra, tunely, kaverny), občanské vybavenosti a spousty dalších. [1]

Nejdůležitější roli při návrhu stavebních jam hraje jejich bezpečné zajištění, proto je nezbytné při návrhu i realizaci dbát na správné technologické postupy.

O výběru typu stavební jámy rozhoduje hned několik aspektů s rozlišnou důležitostí. Výchozí bod je její využití, geologický profil a hydrogeologické poměry. Významnou roli hraje místo, kde se staveniště nachází, pokud jde o zastavěné území nebo o volné prostranství. Vliv mají také budovy nacházející se v blízkosti budoucí stavební jámy, které by mohly být negativně zasaženy. V neposlední řadě musíme brát zřetel na existující inženýrské sítě nacházející se na staveništi. Vysoce důležitým faktorem návrhu je ekonomické hledisko, které je často považováno za stěžejní kritérium. [1,3]

Na základě výše uvedených faktorů rozeznáváme 4 druhy stavebních jam:

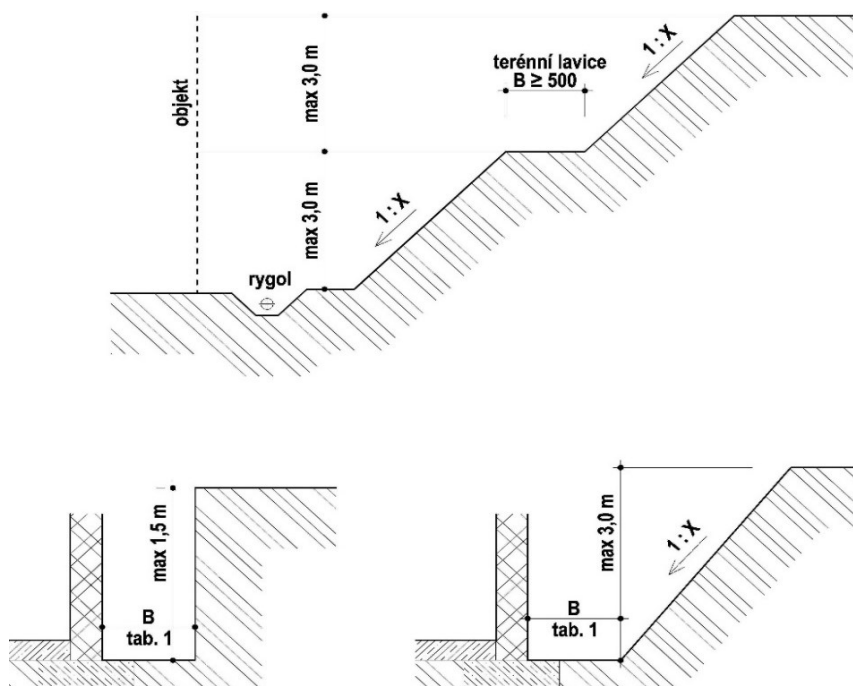
- svahované stavební jámy,
- jímkové jámy (jímky),
- těsněné jámy,
- roubené jámy.

2.2 Svahované stavební jámy

Tento typ jam je velmi náročný na půdorysnou plochu, protože musíme uvažovat půdorys nejen samostatné jámy, ale i svahů. Mimo to, je nutné uvažovat prostor kolem obrysu objektu, který musíme rozšířit o 0,3 až 1,6 m, tento rozměr závisí na hloubce jámy a sklonu svahu. Proto se návrh svahovaných stavebních jam provádí v místech, kde je dostatek volného prostoru, tudíž nebýváme omezeni okolní zástavbou. Výhodou tohoto způsobu je mimo jiné nasazení velké mechanizační techniky a také cena, oproti provádění např. roubených jam. [1]

Nejčastější provedení takovýchto výkopu se provádí, pokud máme základovou spáru nad hladinou podzemní vody, ale často i v tomto případě musíme jámu odvodňovat kvůli přitékající vodě např. v důsledku dešťů. Tomuto způsobu odvodnění říkáme povrchové a provádíme jej pomocí spádování dna jámy, obvodových odvodňovacích příkopů a drenů umístěných pod budoucí základovou spárou, tyto prostředky nám svedou vodu do sběrné studny, odkud se odčerpává pryč z jámy. Pokud nám základová spára leží pod hladinou podzemní vody, tak se k jejímu snížení většinou používají vrtané studny nebo čerpací jehly, tento typ odvodnění nazýváme hloubkové. [2]

Svahy těchto jam se provádí co nejstrmější z důvodu co nejnižších nákladů. Poměr sklonu svahu ovlivňuje několik faktorů. Typ zeminy, ve které je jáma hloubena, již výše zmíněná voda a také hloubka. Svahy jam v soudržných zeminách do hloubky 1,5 m je také možno provádět jako kolmé. [2]



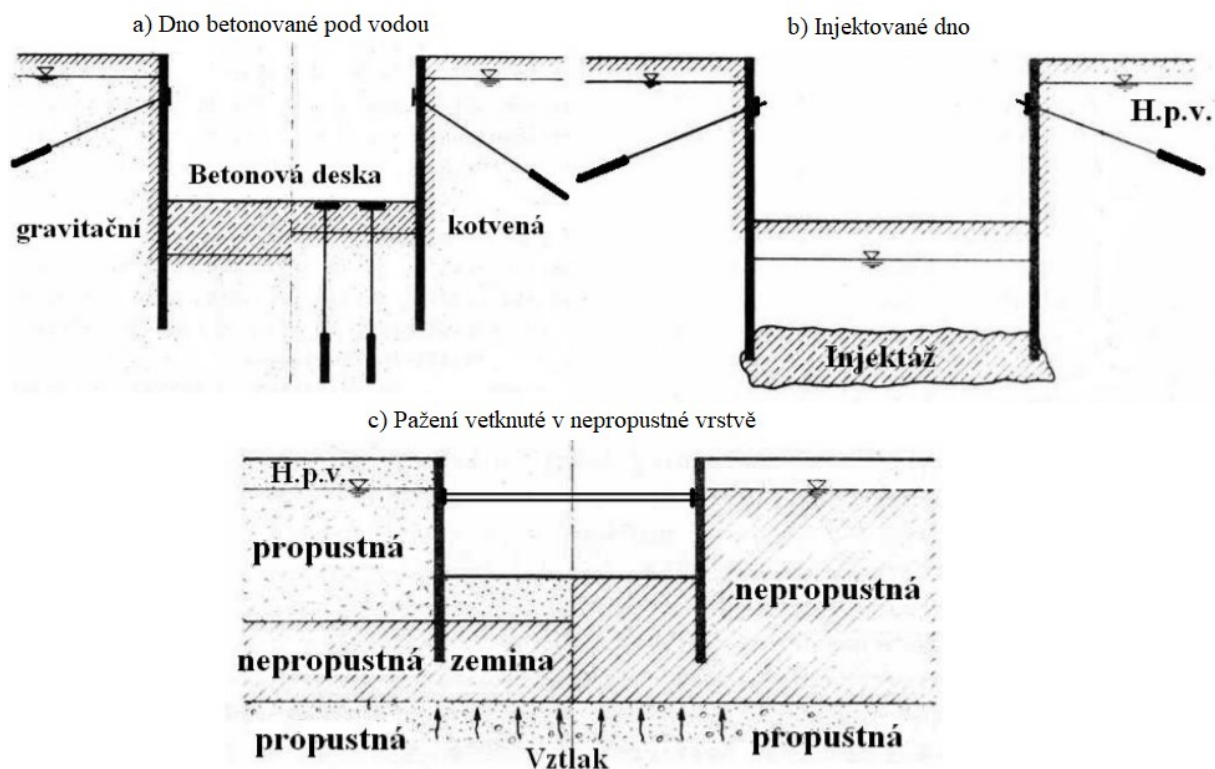
Obrázek 2-1: Způsoby svahování stavebních jam

2.3 Jímkové jámy

Využívají se, pokud zakládáme pod volnou hladinou vody, jsou to dočasné konstrukce, které zabraňují vnikání vody do stavební jámy během stavby. Hlavní dělení těchto konstrukcí je podle materiálu. Jednou z používanějších variant jsou jímky hrázové, u kterých plní těsnící funkci nepropustná zemina. Častěji používané bývají ovšem jímky ocelové, zhotoveny ze štetovnic typu Larsen, ty se do základové půdy vpraví beraněním, nebo vibroberaněním. Využití jímek je zpravidla při zakládání mostních a vodních staveb. [1]

2.4 Těsněné jámy

Při zakládání ve velkých hloubkách pod hladinou podzemní vody využíváme těsněné stavební jámy, u nichž je důležité zamezit přístupu vody do jámy jak stěnami, tak i dnem stavební jámy. Je-li tedy možné, vetkneme pažící stěny až do nepropustných vrstev zeminy. Pokud nastane situace, že nepropustné vrstvy jsou hluboko pod budoucí základovou spárou, je třeba utěsnit i dno jámy a vytvořit tzv. těsnící vanu. Samotné těsnění dna se provádí buď betonovou deskou, nebo ve většině případů cementovou suspenzí injektovanou pod základovou spáru. Tato těsnící clona musí vzdorovat vzlaku podzemní vody během hloubení. [4]

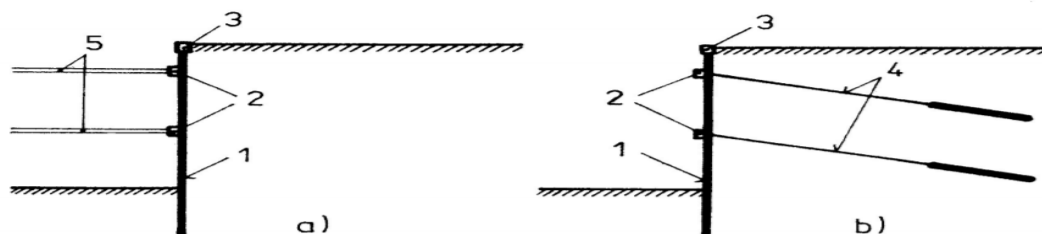


Obrázek 2-2: Varianty těsnění dna [5]

2.5 Pažené (roubené) jámy

Roubené neboli pažené stavební jámy se realizují ve většině případů v městské zástavbě, jelikož jsme limitováni velikostí stavební parcely a svahované jámy zabírají velkou půdorysnou plochu. Tyto jámy mají své využití i v extravilánech, pokud máme velice hlubokou stavební jámu a nebylo by ekonomické použít svahované jámy. Hlavními srovnávacími hledisky při návrhu pažené jámy jsou její bezpečnost a hospodárnost. [6]

Z hlediska délky použití pažící konstrukce je dělíme na dočasná a trvalá. Dočasná pažení plní své funkce jen po dobu výstavby. Při návrhu je nutné uvážit také odstranění, popřípadě získání a znovupoužití některých prvků. Trvalá pažení musí splňovat požadované funkce po celou dobu životnosti vlastního objektu. Jsou začleněna do objektu jako částečný, nebo zcela definitivní prvek konstrukce. [5]



Obrázek 2-3: Hlavní konstrukční prvky pažené jámy

a) Rozepřené pažení

b) Kotvené pažení

1- Pažící stěna, 2- Roznášecí prahy, 3- Horní věnec, 4- Kotvy, 5- Rozpěry

Pažící konstrukce se zpravidla sestavují ze tří základních prvků, kde každý z nich má svou funkci v konečné konstrukci. Těmito základními prvky jsou pažení, roznášecí prahy (převázky) a podpěrné konstrukce (rozpěry nebo kotvy). [6]

Pažení je vertikální část konstrukce vetknutá do zeminy (horniny) a společně s ostatními konstrukčními prvky zabezpečuje stěny stavební jámy proti sesunutí. Pažení je schopné odolávat také průsaku podzemní vody do jámy, je-li navrženo jako nepropustné. V obvyklých případech plní nosnou funkci ve vodorovném směru. [6]

Roznášecími prahy neboli převázkami nazýváme vodorovnou nebo mírně skloněnou část pažící konstrukce. Tyto prvky jsou přiloženy k pažení a roznášejí soustředné síly od kotev (rozpěr) na rozsáhlejší plochu pažení. Mohou být zhotoveny jako vnější prahy, přichyceny k pažení

z vnitřní strany jámy, nebo jako vnitřní (skryté) prahy zabudované do konstrukce pažení. Podle hloubky jámy se zhotovují v jedné, ale také ve více výškových hladinách. [6]

Rozpěry přenášejí tlakové síly buď do protilehlé stěny pažení, nebo do prostředí dna stavební jámy. Kotvy se používají pro přenos tahových sil do horninového prostředí nacházejícího se za konstrukci pažení. Kotvení má mnoho využití, jako podpora pažených jam, sanace svahů proti sesuvu, stabilizace tunelových portálů a skalních stěn, nebo pro zajištění proti posunutí či překlopení opěrných stěn. [1][6]

3. PŘEHLED METOD PAŽENÍ STAVEBNÍCH JAM V ČR

Výběr pažení stavební jámy ovlivňuje několik aspektů, každý z nich má svou míru významnosti v různých podmínkách návrhu. Při návrhu pažení hrají velkou roli inženýrskogeologické a hydrogeologické poměry, jež mohou být velice rozmanité. Dále závisí na velikosti plochy, kterou stavební jáma zabírá. Vysokou pozornost musíme věnovat okolní zástavbě, jaký vliv bude mít stavební jáma na objekty v těsné blízkosti, v jaké hloubce se nachází jejich základová spára, nebo jestli jejich stavební stav není ve špatných podmínkách. Konstrukčních požadavků na pažení známe spoustu, hlavními bývají požadavky charakterového typu (dočasné nebo trvalé), vodotěsnost, či tuhost pažící konstrukce. [1]

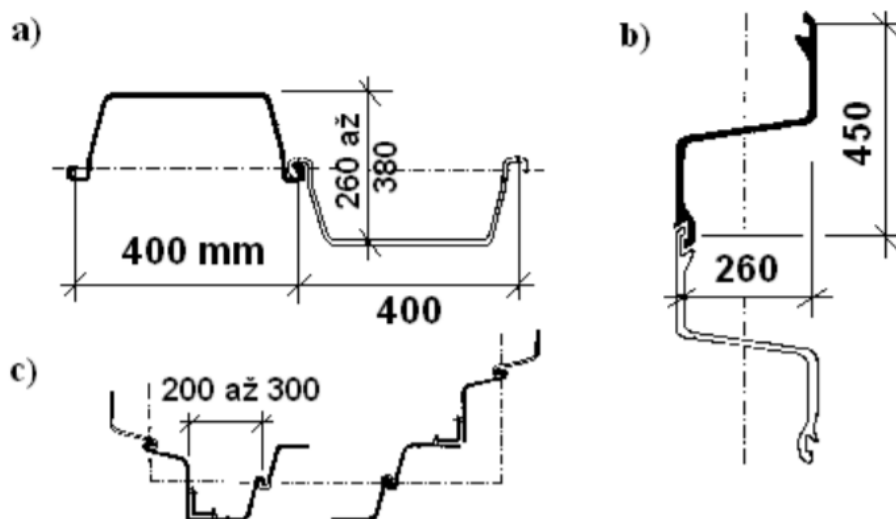
Následující část práce bude věnována metodám pažení, které se nejčastěji používají v České republice. Tyto typy pažení jsou:

- štětové stěny,
- pilotové stěny,
- podzemní stěny,
- záporové pažení,
- mikrozáporové pažení.

3.1 Štětové stěny

Štětové stěny jsou díky své nepropustnosti v oblibě při zakládání hluboko pod hladinou podzemní vody, nebo také přímo ve vodě. Mají většinou uzavřený tvar a využíváme je tedy při realizaci jímek, těsněných jam, ale také klasických pažených jam. I když jsou štětové stěny řazeny do nepropustného pažení, musíme počítat s průsaky vody, u jímek až 10 l/m² stěny za minutu, tyto průsaky se časem zmenšují v důsledku zanesení zámků rzí a nečistotami. [6]

V současnosti bývají pro konstrukci štětových stěn nejvíce využívány ocelové štětovnice typu Larsen (tvar U), jejichž zámkové spoje jsou po obou stranách stejné, obdobou využívanou v Německu jsou štětovnice typu Z. Štětovnice typu Larsen máme v dostání v různých tloušťkách i velikostech, rozměry dílců volíme v závislosti na statickém výpočtu. [6]



Obrázek 3-1: Ocelové štětovnice [5]

a) Štětovnice typu Larsen, b) Štětovnice tvaru Z, c) Nároží

Instalace štětových stěn se provádí pomocí bezvýkopových technologií: beranění, nebo vibroberanění. V ojedinělých případech mohou být do horninového prostředí zatlačovány nebo vplavovány. Za pomoci vyšší frekvence beranění se vhání štětovnice do ulehých nesoudržných zemin, na druhou stranu v tuhých jílech je výhodnější spouštět beran z maximální výšky s nižší frekvencí úderů. Pokud použijeme při instalaci způsob vibroberanění, dojde ke ztekucení zeminy v okolí zaráženého prvku, čímž se sníží tření mezi zeminou a dílcem.[6]

Jak je již výše zmíněno, spojování jednotlivých dílců se realizuje pomocí oboustranných zámků, kterými jsou opatřeny. Sousední štětovnice mají vždy opačný směr od středové osy stěny (obrázek 3-1a). Pokud chceme změnit směr stěny, musíme využít tzv. nároží, to je speciální kus předem připraven z kusů štětovnic do určeného úhlu. [6]

Konstrukce štětových stěn může být jak dočasná, tak i trvalá. Pokud se jedná o konstrukci dočasnou, je nutností zajištění technologie pro vytažení jednotlivých prvků z horninového prostředí. K tomuto procesu se nejčastěji využívají stejné mechanismy jako při instalaci. Trvalá konstrukce může mít funkci např. jako ztracené bednění suterénních stěn.[6]

Obvyklé využití štětových stěn je pro jámy do hloubky kolem 4 m, v tomto případě, za předpokladu vhodného horninového prostředí a dostatečného vetknutí pod dno jámy, není potřeba využití kotev nebo rozpěr, musíme však ověřit výpočtem. Pokud máme stavební jámu hlubší, je zapotřebí na tyto prvky brát zřetel.



Obrázek 3-2: Beraněná jámka ze štětových stěn [6]

3.2 Pilotové stěny

Stěny vytvořené z pilot, jsou řazeny do skupiny trvalých pažících konstrukcí a mohou mít funkci jak pažící, tak konstrukční. Konstrukční funkcí pilotových stěn je myšlena její vodotěsnost vůči hladině podzemní vody. Piloty tvořící stěny jsou nejčastěji prováděny jako vrtané s nastavitelnou ocelovou výpažnicí, zhotovení pilot metodou displacement je pro tyto konstrukce nevyhovující. Díky ocelové výpažnici nám odpadá nutnost pažení vrtu bentonitovou nebo jinou suspenzí, která by mohla mít negativní vliv na životní prostředí. [1][6]

Výhodami tohoto pažení je vysoká únosnost stěny, využití kotvení od větších hloubek, nebo variabilita řešení (nejsme omezení výrobními rozměry). K nevýhodám řadíme potřebu velkého manipulačního prostoru, již vyžadují vrtné soupravy, či neschopnost provádění ve tvrdých horninách. [8]

Kotvení stěn zhotovených z pilot se provádí od hloubky stavební jámy 5-6 m. S rostoucí hloubkou stavební jámy roste jak deformace pilotové stěny, tak i potřebná hloubka vetknutí pod její dno. [1]

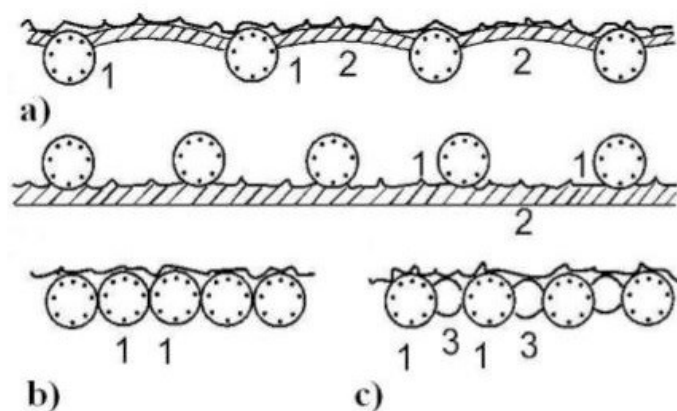
Piloty tvořící stěnu jsou obvykle v jedné řadě s pravidelnými rozestupy, ojediněle mohou být rozmístěny i nepravidelně. V návaznosti na osové vzdálenosti jednotlivých pilot jsou známy následující způsoby uspořádání pilotových stěn. [1]

- pilotové stěny s velkou osovou vzdáleností,
- pilotové stěny tangenciální,
- pilotové stěny předvrtávané.

Pilotové stěny s velkou osovou vzdáleností bývají v oblibě jako permanentní pažící konstrukce využívaná při realizaci železničních nebo silničních odřezů a rýh v soudržných zeminách, či poloskalních horninách. Prostor mezi jednotlivými pilotami se většinou pohybuje v rozmezí od 0,5-1,0 průměru. Tento volný prostor se vyplňuje vyztuženým stříkaným betonem se zajištěním odvodnění rubu pomocí hadic z polyethylenu. Kotvení tohoto typu stěn se provádí železobetonovými průběžnými převážkami. Hlavové převázky, umístěné v hlavách pilot se, s nimi spojují pomocí vyčnívající výztuže. Převázky předsazené se konstruuují v jedné nebo více úrovních, nutností je dohlédnout na dokonalé spojení s dřívky pilot. [1]

Tangenciální pilotové stěny mohou být navrženy do všech typů zemin, ale podmínkou je, aby se nacházely nad hladinou podzemní vody, jelikož nezajišťují vodotěsnost. Výhodou oproti stěnám s velkou osovou vzdáleností je, že nám odpadá realizace převážek, kotvení se provádí do mezer mezi jednotlivými pilotami. Nепropustnost tohoto typu konstrukce bychom zajistili injektováním mezer mezi jednotlivými pilotami, tento proces je ovšem jak časově, tak technicky velice náročný, z tohoto důvodu se z tangenciálními pilotovými stěnami setkáváme jen zřídka.[6]

Předvrtávané pilotové stěny v poslední době značně konkurují podzemním stěnám, díky stále se zdokonalující technologii vrtných souprav a pažení vrtů pomocí ocelových výpažnic namísto jílovité či jiné suspenze. Při zhotovení těchto konstrukcí je dbáno na svislost pilot, proto se



Obrázek 3-3: Typy pilotových stěn [6]

- a) Stěna s velkou osovou vzdáleností, b) Tangenciální stěna, c) Předvrtávaná stěna*
1- Železobetonové piloty, 2- Stříkaný beton, 3- Piloty z prostého betonu

v úrovni terénu osazuje šablona pro jednotlivé vrty, ta nahrazuje vodící zídky v případě podzemních stěn. Vrtání pilot se provádí ve dvou etapách. Nejprve jsou vrtány piloty primární, z prostého betonu, ty nemusí být vetknuty až na projektovanou kotevní délku pod úroveň dna stavební jámy, plní zde jen funkci těsnící. Po zatuhnutí primárních pilot, nikoliv zatvrdnutí, přichází na řadu železobetonové piloty sekundární, tyto piloty plní funkci jak pažící, tak těsnící a je nutností, vetknutí až na požadovanou úroveň pod dno jámy. V případě potřeby kotvení se využije primárních pilot, skrz ně jsou vrtány vrty pro kotvy, kotevní hlavy se osazují přímo do dříků. [1][6]

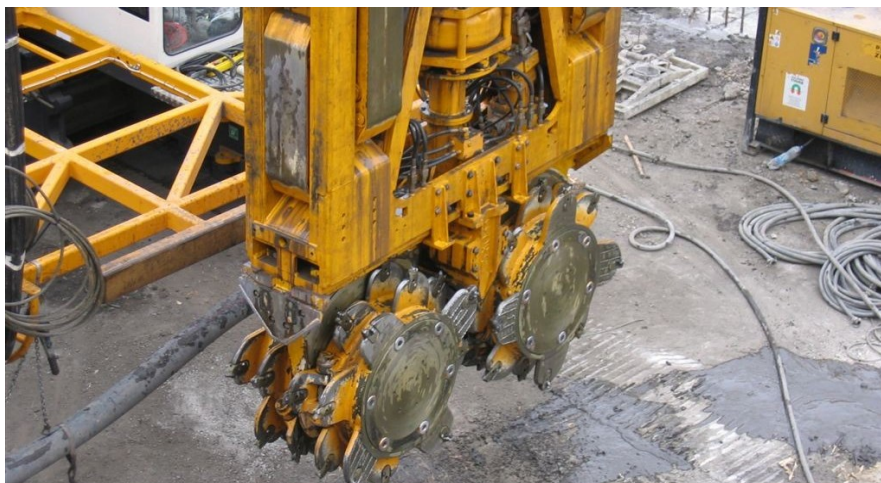


Obrázek 3-4: Pažení stavební jámy pilotovou stěnou s velkou osovou vzdáleností [9]

3.3 Podzemní stěny

Podzemní, nebo také Milánské stěny jsou železobetonové pažící konstrukce trvalého charakteru, které mohou dosahovat hloubek až několik desítek metrů. Ve většině případů mají kombinovanou funkci. Podzemní stěny sloužící jen k účelům pažení se v dnešní době už prakticky nevyužívá, jelikož jsou dostatečně únosné na to, aby dokázaly sloužit jako část konstrukce budoucí stavby, např. suterénních zdí. Velice často plní také těsnící funkci a je možné je realizovat i hluboko pod hladinou podzemní vody, neboť se provádí pod ochranou jílové suspenze. Používají se také při ochraně životního prostředí, protože zabraňují šířit kontaminační látky do okolí, např. v blízkosti letišť, skladů pohonných hmot, nebo chemických skládek. [1][6]

K hloubení rýh pro podzemní stěny je využíváno několika různých typů strojů. V zeminách s lepší rozpojitelností se používají mechanické lanové drapáky, volně zavěšené nebo vedené na Kellyho tyči. V obtížných podmínkách jsou k hloubení často používány výkonné hydrofrézy. Zemina nebo hornina se v tomto případě rozpojí pomocí dvou protichůdných fréz o poloměru cca 1 m, vytěženou horninu společně s jílovou suspenzí odsává výkonné čerpadlo. [6]



Obrázek 3-5: Hydrofréza pro hloubení podzemních stěn

Jílová suspenze je připravována z aktivovaného bentonitu, množství na 1 m³ suspenze se uvádí 50-80 kg. Výsledná objemová hmotnost je 1060-1090 kg/m³. Aby byla stavební rýha pro podzemní stěnu stabilní, musí být splněna následující podmínka. [6]

$$\sigma_{susp} \geq \sigma_a + \sigma_w \quad (1)$$

σ_{susp} – vodorovné napětí způsobené tlakem suspenze

σ_a – aktivní zemní tlak ve dně rýhy

σ_w – hydrostatický tlak vody

Milánské železobetonové stěny se podle charakteru výplně dělí na:

- monolitické – tvořené transportbetonem pod ochranou pažící suspenze,
- prefabrikované – konstruovány z železobetonových dílců, vkládaných do rýh zaplněných samotuhnoucí suspenzí.

S monolitickými stěnami se v praxi setkáváme častěji, díky nižší ceně oproti prefabrikovaným a také času potřebnému k výstavbě. Naopak nevýhodou stěn z transportbetonu považujeme jejich nerovný povrch po odkopání zeminy, tento nedostatek se řeší frézováním líce stěny pomocí rotačních fréz, opačná možnost je opatření stěny vrstvou stříkaného betonu, popřípadě kombinace těchto metod. Pro zajištění vodotěsnosti podzemních stěn, je mezi jednotlivé lamely stěny vkládáno, za pomoci koutových pažnic, umělohmotné těsnění tzv. water-stop.

Souhrnný technologický postup provádění monolitických podzemních stěn:

- nejprve musíme zajistit přípravné práce, do kterých spadá vytvoření dostatečně únosné pracovní plošiny a zhotovení vodících zídek. Tyto zídky mají obvykle hloubku mezi 1-1,5 m, tloušťku mezi 0,2-0,3 m a jejich vzdálenost od sebe je o 5-10 cm větší než šířka hloubicího nástroje,
- další fází je těžba zvoleným typem hloubicího stroje. Typické tloušťky stěny bývají 400-1000 mm a šířka jedné lamely se v případě hloubení drapákem pohybuje od 2,5 do 2,8 m,
- po dosažení příslušné hloubky, vyčistíme stavební rýhu od napadané zeminy a osadíme koutové pažnice opatřené těsněním. Po tomto kroku umístíme výztuž v podobě armokoše, ty se osazují vcelku, jelikož jejich spojování je náročné,
- okamžitě po přečištění pažicí suspenze zahajujeme betonáž. Při betonáži se za pomoci olovnice kontroluje plynulost stoupání hladiny za postupného odčerpávání suspenze, ta se přečistí a skladuje pro další použití,
- po dostatečném zatuhnutí betonu vytáhneme koutové pažnice, následuje postupné hloubení stavební jámy na úroveň kotvicích prvků, po zakotvení řady kotev takto pokračujeme až na dno stavební jámy.



Obrázek 3-6: Monolitická podzemní stěna

Značná výhoda prefabrikovaných monolitických stěn je, že po odkopání zeminy není nutné její povrch nijak upravovat, na druhou stranu jejich zhotovení je mnohem náročnější a dražší než u stěn betonovaných na místě. Využívají se jako zárubní zdi, nebo při stavbách hloubených tunelů.

Při realizaci prefabrikovaných podzemních stěn je namísto jílové suspenze, častěji aplikovaná speciální samotuhnoucí suspenze o vyšší objemové hmotnosti, řádově 1200-1300 kg/m³. Ta se krom bentonitu a vody skládá také z cementu a přísad, které zpomalují tuhnutí hydratovaného cementu a tím zabezpečují požadovanou viskozitu suspenze. V počáteční fázi má tato suspenze stejný účel jako běžná, ale po zatuhnutí plní funkci těsnící a také částečně nosnou.

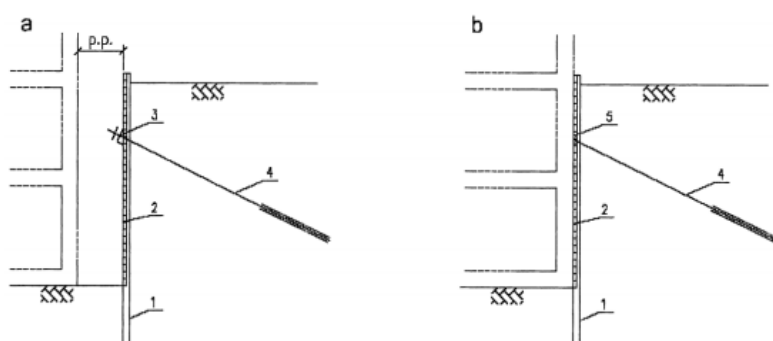
Stručný průběh realizace prefabrikovaných podzemních stěn:

- vytvoření pracovní plošiny a zhotovení vodicích zídek zůstávají nezměněny od postupu monolitických stěn,
- rýha pro prefabrikované stěny se hloubí pod ochranou samotuhnoucí suspenze o 200-300 mm širší než panel,
- po vyčištění rýhy jsou vkládány panely při kontrole jejich svislosti a polohy, nejsou ovšem osazeny až na dno rýhy, ale bývají vyvěšeny na vodicích zídkách,
- do spoje mezi panely je vkládána umělohmotná hadice, která se následně injektuje vhodným materiálem, tím dojde k utěsnění spár mezi panely. Spojování jednotlivých panelů je nejobtížnější krok realizace z důvodu náročné manipulace s objemnými a těžkými panely,
- po zatuhnutí samotuhnoucí suspenze můžeme provádět hloubení jámy doplněné kotvením stěny. Lící strany panelu se před osazením do rýhy natírají separačním nátěrem, za účelem jednoduššího očištění pohledové strany, po odkopání okolní zeminy. [1]

3.4 Záporové pažení

Záporové pažení řadíme mezi jednu z nejpoužívanějších metod zajištění svislých stěn stavebních jam nad hladinou podzemní vody. Někdy můžeme slyšet také název „*berlínské pažení*“, toto označení souvisí s výstavbou berlínského metra, před více než 100 lety. Oblíbenost této metody spočívá ve velké míře v levných pořizovacích nákladech a dostupnosti prvků, ze kterých se konstrukce skládá. Z časového hlediska jde v majoritním počtu případů o konstrukci dočasnou, jelikož životnost konstrukce je stanovena dočasnými kotvami na 2 roky. To ale nemusí být podmínkou k demontáži pažení po skončení výstavby. Z tohoto ohledu jsme schopni rozeznat 2 situace: [1]

- záporové pažení s pracovním prostorem – je odsazeno dostatečným prostorem od stavby realizované v jámě, minimální odsazení je 0,6 m. Po ukončení prací bývá demontováno s možností opakovaného použití,
- záporové pažení použité jako ztracené bednění – rub suterénní části stavby je přiražen na stěnu tvořenou záporovým pažením. Vysoký důraz se klade na rovinnost konstrukce, nesmí zde vyčnívat žádné výstupky, převázky se v tomto případě musí realizovat jako zapuštěné, aby nepřekážely např. v instalaci svislé izolace.



Obrázek 3-7: Schéma záporového pažení [9]

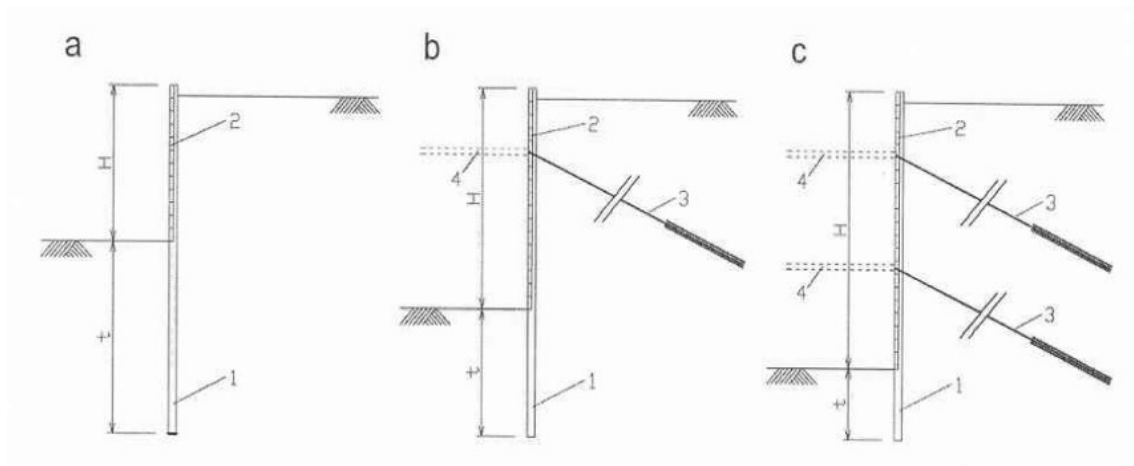
a) Pažení s pracovním prostorem, b) Pažení bez pracovního prostoru

1 – zápora, 2 – pažiny, 3 – předsažená převázka, 4 – kotva, 5 – zapuštěná převázka, p.p. – pracovní prostor

Na Obrázku 3-9 jsou mimo jiné zobrazeny také prvky, ze kterých se vlastní záporové pažení skládá. Těmi jsou:

- zápory – svislé nosné prvky, obvykle se používají ocelové válcované nosníky typu I, HEB, nebo 2 nosníky typu U, spojené oboustranně navařenou pásovinou 100/10 po vzdálenosti přibližně 2 m,
- pažiny – ty jsou ve většině případů tvořeny řezivem, je-li potřeba dokonalé rovná stěna, využívá se hranolů nebo fošen, v opačném případě polštáře nebo kuláče. Pažiny nemusí být pouze dřevěné, ale setkáme se i s ocelovými typu Union, betonovými z prefabrikátu či stříkaného betonu s výztužnou sítí typu KARI,
- stabilizační prvky – těmi mohou být buď kotvy, nebo rozpěry, rozpěry jsou většinou vodorovné z ocelových prvků, výjimečně dřevěné nebo mohou být šikmé opřené o základ na dně jámy. Kotvy se budují jako dočasné, tyčové, či pramencové,
- převázky – ty slouží k ekonomickému uspořádání stabilizačních prvků, jinými slovy, abychom nemuseli kotvit každou záporu zvlášť. Typickými prvky pro převázky jsou dvojice U, nebo I profilů, někdy také zesílené profily Larsen III_n, [1, 12]

- popřípadě další prvky, těmi mohou být například úprava povrchu pažení omítkou, pro rovný povrch nebo odvodnění za rubem konstrukce.



Obrázek 3-8: Druhy záporového pažení [10]

a) volně stojící, b) jednonásobně kotvené (rozepřené), c) vícenásobně kotvené (rozepřené)

H – volná výška, t – vetknutí zápor, 1- zápora, 2 – pažiny, 3 – kotva, 4 - rozpěra

Obrázek 3-10 zobrazuje jednotlivé druhy záporového pažení, tyto druhy jsou blíže specifikovány níže:

- volně stojící – neboli nekotvené, či nerozepřené, při menších hloubkách jam řádově mezi 3,5-4 m,
- jednonásobně rozepřené, nebo kotvené – při výšce pažení nad dnem výkopu mezi 3,5 – 7 m,
- vícenásobně rozepřené, či kotvené – max. doporučený počet úrovní kotvení či rozpírání jsou 3, to odpovídá výšce pažení zhruba 12 m, je to z důvodu nízké tuhosti záporového pažení. U vyšších výkopů se doporučuje využít odstupňované pažení s lavičkami. [10]

Osová vzdálenost zápor při návrhu se pohybuje mezi 1,0-3,0 metry, ale nejčastěji se setkáme s osovou vzdáleností kolem 2,0 m. Instalace zápor je možná několika způsoby. Beranění či vibrování ve vhodném prostředí, s výjimkou dvojice U profilů. V oblasti s vyšší zástavbou je nejtypičtějším způsobem použití vkládáním do vrtů průměru od 400 do 650 mm, většinou však 630 mm. Vetknutá délka zápor pod dnem stavební jámy, či výkopu nesmí být menší než 1,5 m, bez ohledu na statické posouzení. Zápory osazené do vrtů se pod dnem výkopu stabilizují betonem nižší pevnostní třídy a do úrovně terénu vrt dosypeme vyvrtanou zeminou. V případě demontáže po splnění účelu musí být ošetřeny proti přilnutí betonu. [10, 11]

Pažiny tvořící výplň mezi záporami se osazují neprodleně po odkopání zeminy na danou úroveň výkopu, ta se stanoví na základě složení základové půdy. Po vykopání na první úroveň, zasouváme pažiny shora, délka zasunutí za přírubou je minimálně $1/5$ záporové příruby, za rubem vyplňujeme vhodnou zeminou, kterou ručně hutníme ve vrstvách. V následujícím kroku se pažící konstrukce buď stabilizuje v případě kotveného či rozepřeného pažení, nebo se pokračuje ve výkopu v případě volně stojícího pažení. V dalších fázích již musíme pažiny zasouvat z líce konstrukce, opět je velice důležité vyplnit prostor za rubem zeminou se zhutněním, to je ovšem nemožné v případě poslední pažiny, ale je nutné dbát na minimalizaci takovýchto prostor. Pokud realizujeme pažení s pracovním prostorem, výdřevu klínujeme za pomoci dřevěných klínů, ty v ideálním případě zajistíme svislou latí. U konstrukce bez pracovního prostoru je kladen důraz na rovnost líce, ten se může být opatřen omítkou se zednickou úpravou. Proto u tohoto typu jsou pažiny vždy z řeziva hraněného (hranoly tl. 60-120 mm, nebo fošny min. šířky 60 mm). [1, 6, 10]

Stabilizace pomocí vodorovných rozpěr se provádí v jámách, které nejsou příliš široké, výjimečně lze použít i rozpěr šikmých zapřených o vybudovaný základ. U širokých jam, či u jam s požadavkem na velký pracovní prostor používáme zeminových kotev, typicky předpínaných. Nekotví (nerozepírá) se každá zápora, nýbrž navrhujeme ocelové převázky, klasický je návrh převázek, rozpěr, popřípadě kotev ob 2 zápory.

Konstrukce převázek známe dvojího typu, převázky předsazené a zapuštěné. Předsazené navrhujeme pro případ pažení s pracovním prostorem, ten je sice těmito prvky zužován, ale v přípustné míře. Tyto konstrukční prvky obvykle tvoří dvojice U, nebo I profilů, ty se vhodně natočí v závislosti na sklonu kotvy, či rozpěry. Osazují se na kozlíky vytvořené z plechu tl. 10-20 mm přivařených k záporám.

Jestliže máme navrženo pažení bez pracovního prostoru, nastává problém u převázek předsazených, ty v tomto případě nejsou vyhovující, jejich použití je možné pouze za předpokladu, že stavba převezme vodorovné síly od kotev pomocí stropů a převázky se od spodu postupně demontují. S tímto řešením se setkáme pouze ve výjimečných situacích, proto je nutné přistoupit k jinému řešení. Jedním z nich je realizace zápor z dvojice U profilů a kotvy zapustit mezi stojiny, nevýhoda zde ovšem spočívá v kotvení každé zápor. Druhé řešení je založeno na převázkách zapuštěných mezi jednotlivé zápor. Zde je ovšem obtížná montáž, navaření převázek mezi stojiny.

Pro záporové pažení s pracovním prostorem existuje také možnost odstranění po splnění své funkce a prvky lze následně znovu využít. Postup demontáže spočívá v těchto krocích:

- nejdříve se uloží obvodová drenáž po obvodu stavby a demontují se pažiny asi na výšku 1 m, prostor se zasype vhodnou zeminou a hutní se po vrstvách,
- tento postup opakujeme, dokud nenarazíme na první převážku v případě volně stojícího pažení až k povrchu,
- po dosažení úrovně převážky, deaktivujeme kotvu, ta se ponechá v zemi, převážka se následně demontuje,
- po dokončení zásypu a hutnění na celou výšku pažení přichází řada na odstranění zápor. Uvolnění se provádí zařízením spočívajícím na principu opačného beranu, to záporu uvolní a povytáhne, vytažení záporu poté provede mobilní jeřáb. [1, 12]



Obrázek 3-9: Pohled na dokončené záporové pažení [10]

3.5 Mirozáporové pažení

Tento typ zajištění reprezentuje určitou alternativu k záporovému pažení. Janovské stěny, jak se také jinak mikrozáporové pažení nazývá, využijme obzvláště ve stísněných prostorách, tam kde není možnost zkonstruovat záporové pažení, které je vždy levnější. Jak je již výše zmíněno, využití je ve stísněných prostorech, nebo v místech kam nedostaneme stavební mechanismy potřebné k jinému druhu pažení (sklepy, úzké dvorní proluky apod.). Další možnosti setkání s těmito konstrukcemi se nabízí, jestliže není možné provést záporu klasické z důvodu nevrstelného prostředí. [1, 6]

Stěny z mikrozápor ve srovnání se záporovými vždy ponecháváme v zemi a většinou jsou konstruovány bez pracovního prostoru a slouží jako ztracené bednění. Sestavují se z následujících prvků:

- mikrozápor – zde se mohou požit např. ocelové trouby (108/16-191/10 mm), nebo profily HEB nižších rozměrů (HE 100 B – HE 160 B),
- pažin – zde na rozdíl od záporového pažení využíváme řezivo (fošny min tl. 40 mm) spíše výjimečně, častěji se setkáme s ocelovými pažinami typu UNION, nebo stříkaným betonem vyztuženým sítí typu KARI,
- rozpěrného, častěji kotveného systému složeného z převázek a dočasných kotev (pramencových, či tyčových),
- popřípadě z rubového odvodnění torkretované stěny, obdobně jako u svahu vyztužených hřebíkováním. [1]

Osová vzdálenost mikrozápor se navrhuje v rozmezí 0,6 – 1,5 m, jedná se o konstrukce poměrně jednoduše deformovatelné a je třeba tento poznatek brát v úvahu při návrhu. Mikrozápory tvořeny ocelovými válcovanými profily jsou z hlediska hospodárnosti konstrukce nejefektivnější, ovšem můžeme narazit na situace (nedostatečná výška prostoru), kde není možnost použít tyto profily, a jsme nuceni přistoupit na alternativu, kterou jsou ocelové trouby, jež se navzájem spojují přes závitový spojník.

Typickým prvkem určeným k pažení prostoru mezi jednotlivými svislými prvky (mikrozáporami) je použití stříkaného betonu vyztuženého ocelovou sítí, přivařenou k mikrozáporam. Tento způsob je použit vždy, pokud je horninové prostředí tvořeno poloskalními, skalními, soudržnými zeminami pevné konzistence. V jiných typech jsme nuceni pažiny konstruovat z dřevěných fošen min. tl. 40 mm, nebo častěji ocelovými pažnicemi typu UNION. Osazení pažin u mikrozápor z ocelových trub se provádí za navařený úhelník k těmto prvkům.

V souvislosti s častým budováním této konstrukce jako pažení bez pracovního prostoru je potřeba navrhovat zapuštěné převázky. K tomuto účelu se v mnoha případech využívá profilu Larsen, ty lze ovšem zapustit pouze do profilu HE 160 B do menších, či kruhových nikol. Představené převázky představují problém rozšíření celé stěny o min. 150 mm.

U mikrozáporového pažení z velké části převažuje zajištění kotvením oproti rozpírání. Kotvy mají dočasný charakter a volí se buď tyčové, či pramencové. Tato technologie značně prodražuje a zpomaluje celou výstavbu. U skalních, respektive poloskalních hornin je brána v úvahu také možnost ocelových hřebíků. [1, 6, 13]



Obrázek 3-10: Mikrozáporová stěna pažená pomocí stříkaného betonu [13]

4. STATICKÉ ŘEŠENÍ PAŽENÍ KOTVENÉHO V JEDNÉ ÚROVNI

4.1 Zemní tlaky působící na pažení

Zemními nebo horninovými tlaky jsou myšleny síly, jimiž na sebe vzájemně působí zemina (hornina) a pažící konstrukce. Velikost těchto tlaků je závislá na vlastnostech okolní zeminy – na stabilitních parametrech (úhlu vnitřního tření – φ , objemové tíze – γ a soudržnosti – c), na druhu konstrukce, její tuhosti a uložení v půdě, konkrétně na míře posunu, pootočení nebo jiné deformaci. Zemní tlaky mohou nabývat jakékoliv velikosti mezi dvěma mezními hodnotami, těmi jsou aktivní a pasivní zemní tlak. Veškeré hodnoty v tomto intervalu lze stanovit pouze přibližně, s výjimkou zemního tlaku v klidu. [10]



Obrázek 4-1: Průběh velikosti zemních tlaků

- **Zemní tlak v klidu S_r** – jedná se o základní zemní tlak, který vzniká zatížením zeminy na konstrukci natolik tuhou, že nedojde k její deformaci, posunu či pootočení.
- **Aktivní zemní tlak S_a** – zatížení, jehož vlivem dojde k pootočení, posunu či přetvoření konstrukce směrem od zeminy, dochází k aktivizaci smykové pevnosti zeminy za konstrukcí a ke snížení počátečního napětí. Velikost těchto deformací jsou řádově desetiny procent výšky konstrukce ($1/1000 h$). Výpočet aktivního zemního tlaku je prováděn za pomoci součinitele aktivního zemního tlaku K_a .
- **Pasivní zemní tlak (odpor) S_p** – působí, pokud se konstrukce posunuje proti zemině a je zatlačována do zeminy vnější silou. Pro aktivizaci smykové pevnosti a tím pro vyvození plné hodnoty pasivního tlaku je potřeba větších posunů než při aktivním tlaku, řádově jednotky procent výšky konstrukce ($1/100 h$). Pro výpočet těchto tlaků je využíván součinitel pasivního zemního tlaku K_p . [6]

Při určení zemních tlaků působících na záporové pažení, se přistupuje rozdílně než u např. podzemních, nebo štětových stěn. Tato odlišnost je dána skutečností, že pod dnem stavební jámy jsou vetknuty pouze zápory, a ne celoplošná konstrukce jako u výše zmíněných druhů pažení. Do hloubky stavební jámy je určení zemních tlaků stejné jako u jiného druhu pažení, počítá se stanovením těchto sil na 1 bm šířky konstrukce, rozdíl nastává při výpočtu zemních tlaků pod dnem stavební jámy, kde je nutné tyto síly přenásobit koeficientem redukce tlaků pod dnem stavební jámy k . [14]

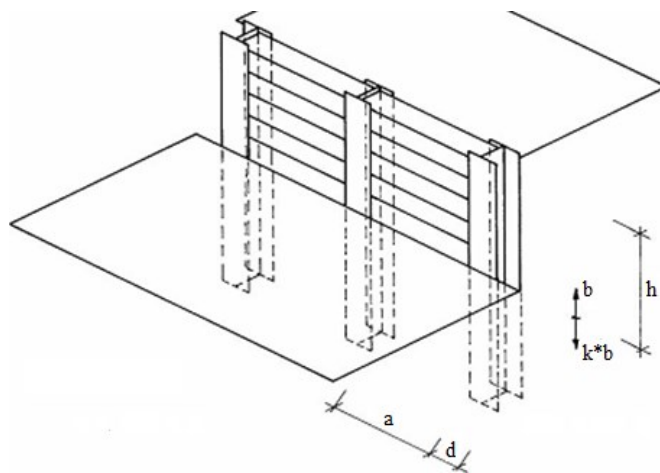
Koeficient k lze orientačně stanovit podle následujícího vztahu:

$$k = \frac{d}{d+a} \quad (2)$$

a – podélná vzdálenost zápor

d – šířka záporu, resp. průměr vrtu pro záporu

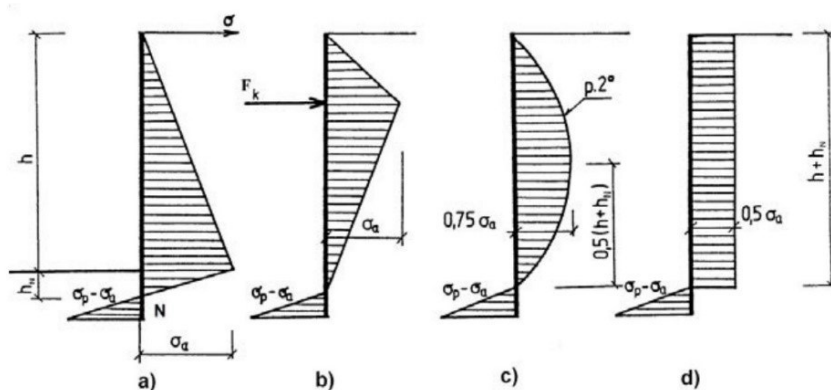
Skutečná velikost koeficientu k rovněž závisí na typu zeminy a vytvoření prostorového efektu zemního tlaku. Reálné hodnoty tohoto koeficientu jsou zhruba dvakrát až třikrát vyšší než spočtené podle výše uvedeného vztahu. [14]



Obrázek 4-2: Schéma záporového pažení [14]

Rozdělení zemních tlaků podél konstrukce vyobrazuje obrazec napětí, ten je závislý na tuhosti konstrukce a charakteru deformace. Jestliže je zabráněno jakékoli deformaci zeminy a konstrukce, působí zemí tlak v klidu. Pokud dojde k libovolnému přetvoření pažení, změní se jeho původní zatížení zemním tlakem v klidu na tlak aktivní či pasivní.

Pootočení, posun a průhyb mají vliv na změnu původního lineárního rozdělení napětí při zemním tlaku, dochází zde k redistribuci zatížení pažící konstrukce zemním tlakem. Na obrázku 4-3 je vyobrazen příklad redistribuce původního rozdělení napětí při zemním tlaku v případě jednonásobně kotvené, nebo rozepřené pažící konstrukce.[1]



Obrázek 4-3: Redistribuce aktivního tlaku u jedenkrát podepřených stěn [1]

a) klasický trojúhelník, b) trojúhelník s vrcholem v úrovni kotvy, c) parabola, d) obdélník

4.2 Statické řešení prutovými modely na tuhých podporách

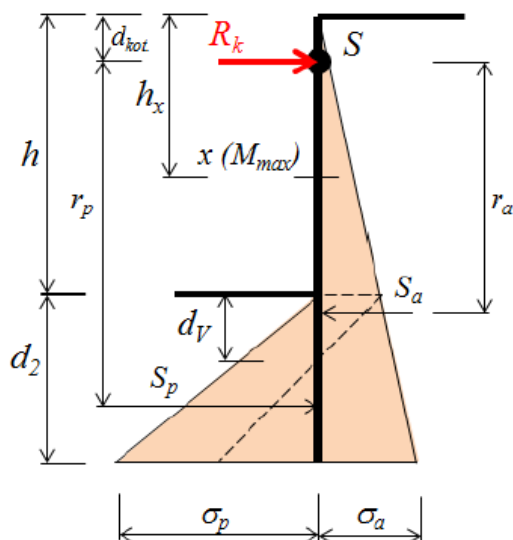
Jde o klasický postup výpočtů pažících konstrukcí, používané jsou zejména pro stanovení vnitřních sil a dimenzování jednotlivých prvků konstrukce. Pro stanovení přetvoření však nejsou vhodné. K osvědčeným postupům patří především tzv. Blumová metoda, která umožňuje jednoduché výpočty nepodepřených a jedenkrát podepřených pažících konstrukcí, jelikož se jedná o statické určité případy, pomocí této metody lze také vypočítat pažící konstrukce vícekrát podepřené, ty jsou převedeny na výpočet spojitého nosníku. [1]

Následující výpočtové postupy lze aplikovat pouze na konstrukce, které plošně zasahují i pod dno stavební jámy (např. štětovnicová stěna). U pažení záporového, kde pod dno zasahují pouze zápory, respektive vrty pro zápory je nutné tlaky redukovat pomocí koeficientu redukce tlaků pod dnem stavební jámy, který je zmíněn výše.

Vnitřní síly pro tyto konstrukce se řeší na 1 m běžné délky. Proto je potřeba uvádět výsledky, které se k tomuto 1 m vztahují, např. M [kNm/m], V [kN/m]. Reakce kotev jsou v u těchto výpočtu také řešeny na 1 m, poté při vzdálenosti kotev b by se skutečná nutná kotvicí síla rovnala Rk .

Statické řešení kotvené stěny s volnou patou

Tyto konstrukce mají menší hloubku zapuštění pod dnem stavební jámy, oproti stejně podepřeným konstrukcím vetknutým do dna, ale ohybový moment vznikající v poli je výrazně vyšší. Na obrázku 4-4 je vyobrazeno celkové statické řešení.



Obrázek 4-4: Statické schéma stěny s volnou patou [15]

Postup výpočtu:

- určení hloubky zapuštění d_2 pod dno stavební jámy se řeší z podmínky momentové rovnováhy k bodu S, kolem tohoto bodu nesmí dojít k otáčení idealizované tuhé konstrukce. Z této podmínky vychází kubická rovnice.

$$Ad_2^3 + Bd_2^2 + Cd_2 + D = 0 \quad (3)$$

Tato hloubka zapuštění se již nezvětšuje, jelikož na staticky určité konstrukci je rovnováha horizontálních sil zcela zabezpečena mírou reakcí v podporách,

- z podmínky rovnováhy sil ve vodorovném směru $\Sigma F_x = 0$ se určí síla v kotvě R_k ,

$$S_a - S_p - R_k = 0 \quad (4)$$

- výpočet hloubky d_V , tato hloubka udává maximální posouvající sílu V_{max} . Řešení tohoto bodu vychází z podmínky $\Sigma \sigma = 0$,

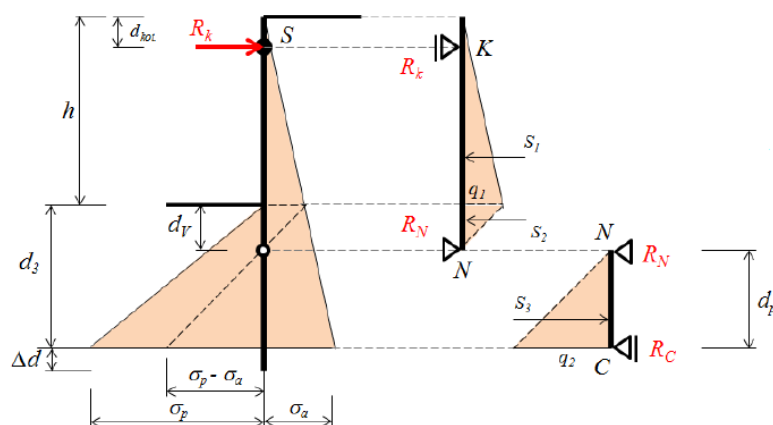
$$d_V = \frac{h \cdot k_a}{(k_p - k_a)} \quad (5)$$

- při stanovení hloubky h_x , tj. hloubka max. ohybového momentu, je nutné si uvědomit, že se v tomto případě moment nachází nad dnem stavební jámy, v tomto průřezu x je hodnota posouvající síly rovná nule $\Sigma V=0$. [15]

$$h_x = \sqrt{\frac{2 \cdot R_k}{\gamma \cdot k_a}} \Rightarrow M_{max} = R_k \cdot (h - d_{kot}) - \frac{1}{6} \cdot \gamma \cdot h_x^3 \cdot k_a \quad (6)$$

Statické řešení kotvené stěny s vetknutou patou

Konstrukce vetknuta na tuto hloubku je obecně dvakrát staticky neurčitá a nelze ji proto řešit na základě statických podmínek rovnováhy. Tento případ se řeší podle Bluma metodou náhradních nosníků, ta vychází z předpokladu, že bod nulového zatížení N a bod nulového ohybového momentu spadají do jednoho místa, nulový moment v tomto místě je dán skutečností, že moment způsobený tlakem zeminy je roven momentu od síly R_k . Díky tomuto předpokladu je možné staticky neurčitou konstrukci rozdělit na dva prostě podepřené nosníky vložením kloubu do bodu N , tato operace nezmění původní zatěžovací a momentový obrazec. [6]



Obrázek 4-5: Statické schéma stěny s vetknutou patou [15]

Řešení náhradního nosníku KN:

- délka tohoto nosníku je dána třemi částmi, těmi jsou: d_{kot} , $(h-d_{kot})$ a d_V . Délka d_V je vzdálenost od dna stavební jámy po místo nulového napětí a momentů. Vypočte se z podmínky $\Sigma \sigma=0$,

$$d_V = \frac{h \cdot k_a}{(k_p - k_a)} \quad (7)$$

- u nosníku je známa jeho délka i zatížení. Zbývá stanovit reakce v podporách R_k a R_N , jejich hodnoty zjistíme pomocí momentových podmínek vztaheným k těmto bodům, $\Sigma M_N=0$ a $\Sigma M_K=0$.

Řešení náhradního nosníku NC:

- zde musíme zjistit neznámou délku nosníku d_p , známou na nosníku NC je reakce R_N , ta je převzata z nosníku KN, délka nosníku se vypočte dle následujícího vztahu:

$$d_p = \sqrt{\frac{6 \cdot R_N}{\gamma \cdot (k_p - k_a)}} \quad (8)$$

- po stanovení délky nosníku NC se určí reakce R_c v bodě C, tu je možno spočítat buď z momentové podmínky k bodu N, nebo ze součtu vodorovných sil,

$$R_c = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot d_p^2 \cdot (k_p - k_a) - R_N \quad (9)$$

- celkovou teoretickou hloubku vetknutí danou vztahem $d_V + d_p$, je nutné zvětšit o hodnotu $\Delta d = 0,1 - 0,2$ d, abychom zajistili rovnováhu ve vodorovném směru,
- při stanovení ohybových momentů musíme vyšetřit oba extrémy, jak kladný moment vznikající ve vetknuté části, tak i záporný nad dnem jámy. [15]

4.3 Nosník na pružném podkladě, metoda závislých tlaků

Metoda závislých tlaků vychází z předpokladu, že zemina, resp. hornina v okolí podzemní stěny se chová jako ideální pružno-plastická Winklerova hmota, toto chování je dáno dvěma parametry, kterými jsou modul reakce podloží k_h , ten charakterizuje přetvoření v pružné oblasti a dále mezními deformaci w_a a w_p , při jejichž překročení se hmota chová jako ideálně plastická. Tyto deformace jsou vypočteny ze vztahů:

$$w_a = \frac{\sigma_r - \sigma_a}{k_h} \text{ resp. } w_p = \frac{\sigma_p - \sigma_r}{k_h} \quad (10)$$

U výpočtu podzemní stěny zavedeme tyto předpoklady:

- působící zemní tlak na konstrukci nabývá jakýkoliv hodnot v intervalu mezi aktivním a pasivním tlakem,
- na nedeformovanou konstrukci ($w=0$) působí zatížení tlakem v klidu σ_r .

Tlak, který působí na deformovanou konstrukci v libovolném bodě je určen vztahy:

$$\sigma = \sigma_r - k_h \cdot w \quad (11)$$

$$\sigma = \sigma_a \text{ pro: } \sigma < \sigma_a \text{ resp. } \sigma = \sigma_p \text{ pro: } \sigma > \sigma_p$$

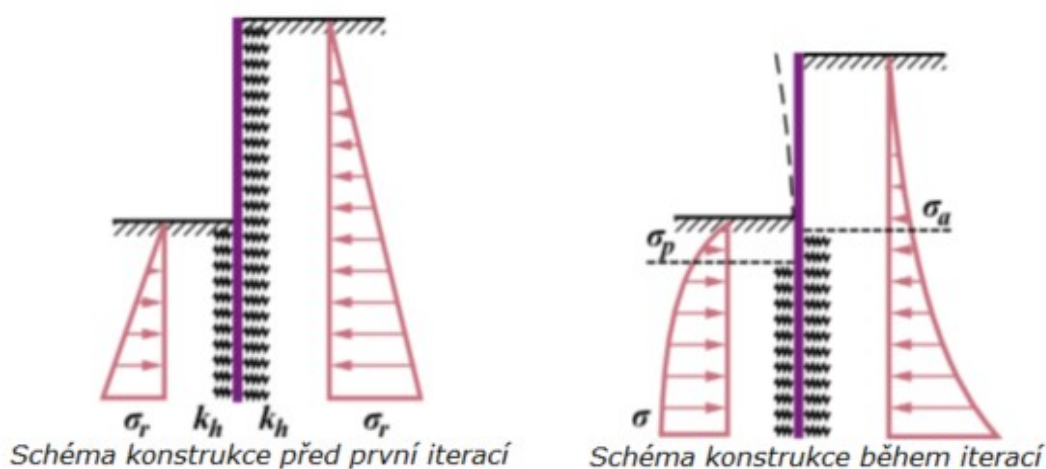
σ_r – tlak v klidu

σ_a – aktivní zemní tlak

σ_p – pasivní zemní tlak

k_h – modul reakce podloží

w – deformace konstrukce



Obrázek 4-6: Rozdělení zatížení po délce konstrukce [14]

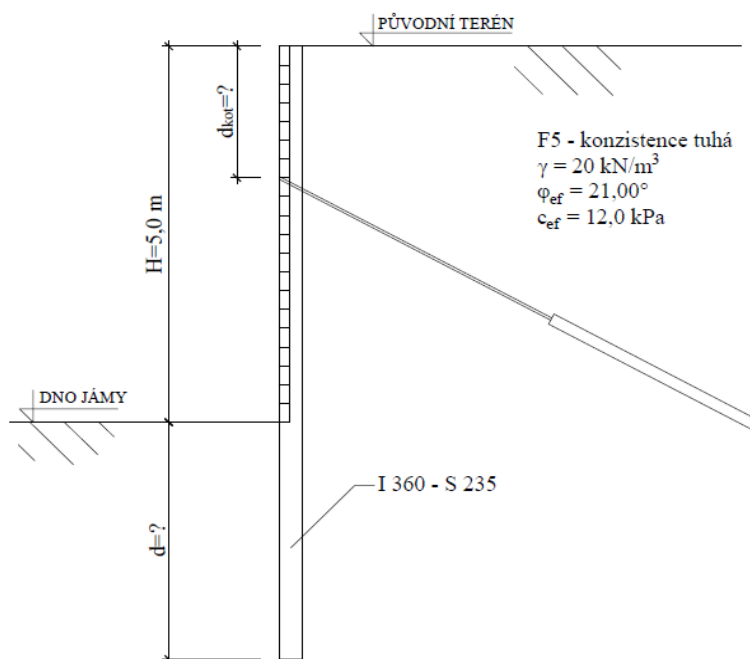
Výpočet probíhá v iteračních cyklech, kdy je v prvním cyklu konstrukce zatížena zemním tlakem v klidu a všechny pružné podpory jsou ve funkci. Pokud v některé z oblastí dojde k překročení w_a resp. w_p , je místo pružné podpory dosazena síla, rovna velikosti aktivního, resp. pasivního zemního tlaku a výpočet se opakuje. Iterace probíhá do doby, než jsou splněny veškeré podmínky rovnováhy.

Metodu zavilých mezních tlaků využívá celá řada výpočetních softwaru z oblasti geotechniky. Zásada je taková, že následné stádium výstavby vychází z deformované konstrukce, jejíž deformace proběhla v předchozí stádiu, nikoli z původní nepřetvořené konstrukce. Tuto možnost budování jednotlivých fází nabízí například software GEO 5 firmy FINE. [1,6,14]

5. PARAMETRICKÁ STUDIE A ANALÝZA VÝPOČTŮ VYBRANÝCH NÁVRHOVÝCH PRVKŮ ZÁPOROVÉHO PAŽENÍ KOTVENÉHO

Praktická část bakalářské práce se zabývá optimalizací vybraných návrhových prvků záporového pažení ze statického hlediska, tento návrh se bude vztahovat na jednonásobně kotvenou pažící konstrukci, viz *Obrázek 5-1*.

Konstrukce byla počítána pomocí programu GEO 5 od společnosti FINE, konkrétně jeho dvěma moduly „Pažení návrh“, jež byl použit pro výpočet volné a vetknuté paty, a „Pažení posudek“, zde probíhaly veškeré vlastní výpočty návrhových prvků. Provedení výpočtu v programu „Pažení posudek“ pracuje na metodě závislých tlaků, ta převádí určení průběhu zemních tlaků z oblasti vstupu do oblasti řešení. Rozložení zemních tlaků je u tohoto řešení závislé jak na vlastnostech, tak na přetvoření zeminy, což je úzce spjato s deformacemi pažící konstrukce. [6]



Obrázek 5-1: Výchozí situace záporového pažení

Na *Obrázek 5-1* je vyobrazena výchozí situace záporového pažení kotveného v jedné úrovni, z níž jsou zřejmé proměnné, které budou předmětem návrhu optimalizované konstrukce pažení, těmito prvky jsou:

- hloubka vetknutí zápor pod dno stavební jámy d . Zde bylo pracováno s pěti různými hodnotami (volná pata, vetknutá pata a 3 další hodnoty mezi nimi rovnoměrně rozmístěny). Pro výpočet volné a vetknuté paty byl využit program „Pažení návrh“,

- umístění kotevní řady pod vrcholem stavební jámy d_{kot} . Pro výpočty tohoto parametru byl použit interval hloubky pod vrcholem stavební jámy v rozmezí $<0,5; 2,5>$ m, po pravidelných rozstupech 0,5 m. Tento interval je pouze původní záměr a může být během výpočtu změněn.

Kombinací těchto dvou parametru připadá tedy pro každou z hloubek vetknutí 5 různých umístění kotevní řady pod původním terénem, z toho vyplývá 5×5 různých možností výpočtu v kombinaci těchto dvou parametrů. Tento závěr je však pouze orientační, skutečný počet výpočtů se může lišit v závislosti na průběžných výsledcích.

Neměnné parametry konstrukce a okolní prostředí:

- hloubka stavení jámy – $H = 5$ m,
- profil ocelové válcované zápor – *IPE 360*,
- materiál zápor dle EN 10025-2:004 – *S 235 JR*,
- osová vzdálenost zápor – $a = 2$ m,
- osová vzdálenost kotev – $b = 4$ m. Umístění jednotlivých kotev ve vodorovném směru je vždy ve středu pole mezi dvěma záporami, se skutečností, že je uvažováno s kotvením v každém druhém poli,
- homogenní prostředí s hladinou podzemí vody hluboko pod patou záporu,
- soudržná zemina F4 – hlína s nízkou či střední plasticitou (charakteristické parametry: objemová tíha v přirozeném uložení $\gamma = 20$ kN/m³, úhel vnitřního tření $\varphi = 21,0^\circ$, soudržnost $c = 12$ kPa).

Metoda posouzení neboli prokázání bezpečnosti konstrukce bude provedená dle mezních stavů, tento postup posouzení prokazuje bezpečnost srovnáním vzdorující veličiny (síla vzdorující, pevnost, únosnost) a veličiny porušující (posouvající síla, napětí).

$$x_{pas} > x_{act} \quad (12)$$

x_{pas} – obecně veličina bránící porušení (síla vzdorující, pevnost, nosnost)

x_{act} – obecně veličina porušující (síla posouvající, napětí)

x_{act} – obecně stanovena z výpočtových parametrů zemin a zatížení:

- parametry zemin jsou redukovány příslušnými koeficienty,
- zatížení, resp. jeho účinky jsou zvětšeny příslušnými koeficienty.

x_{pas} – je stanovena za těchto předpokladů:

- parametry zemin jsou redukovány příslušnými koeficienty,
- spočtený odpor konstrukce je redukován příslušným koeficientem. [14]

Návrhová situace bude považována za trvalou, při této volbě prokazujeme bezpečné navržení konstrukce po celou dobu její životnosti. Veškeré redukční a zvětšovací koeficienty však budou v případě této parametrické studie rovny 1,0 a to z důvodu dosažení nezkreslených výsledků při optimalizaci návrhových prvků záporového pažení, takovému určení koeficientů je u podobných studií zcela běžné.

5.1 Stanovení hloubky volně uložené a vetknuté paty

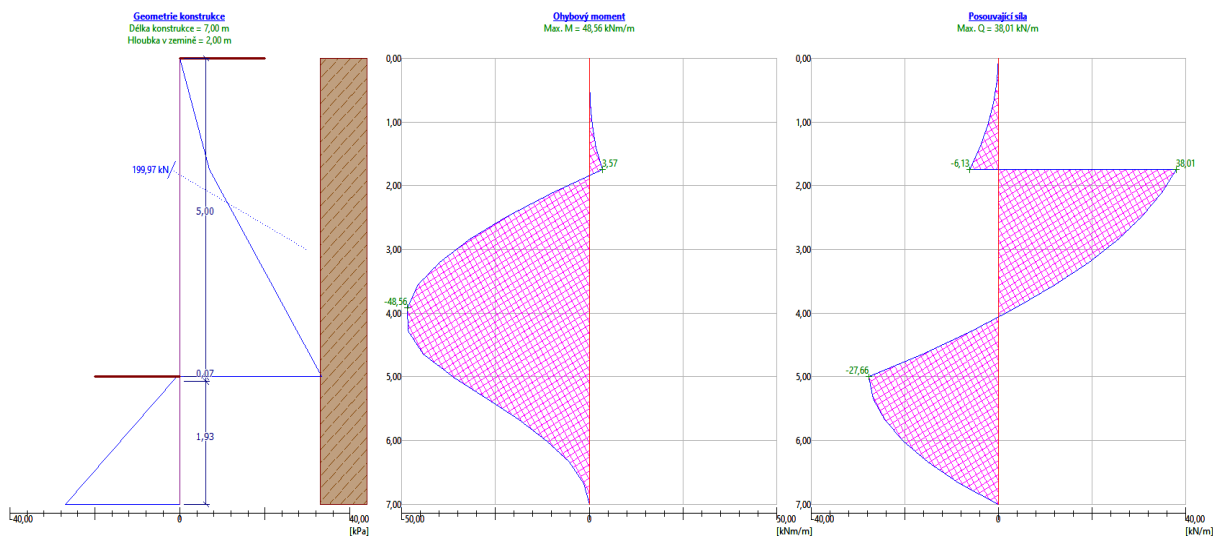
Cílem této kapitoly je výpočet volně uložené a vetknuté paty pažení kotveného v jedné úrovni pomocí programu GEO 5 – *Pažení návrh*, ten sloužil pouze pro stanovení těchto mezních hodnot, v dalším postupu již nebyl nijak využit. Výsledky výpočtu v tomto modulu jsou hledané hloubky vetknutí pro obě tyto situace a také maximální vnitřní síly (ohybové momenty a posouvající síly). Tyto výsledky jsou však pouze orientační, udávají, zda prvotní návrh konstrukce dokáže přenést zatížení na ni působící. Výpočet hloubky volné a vetknuté paty, bude následovně použit v parametrické studii jakožto krajní hodnoty vetknutí zápor pod dno stavební jámy, přičemž není důvod pohybovat se mimo tyto hloubky.

Návrh konstrukce pro volně uloženou a vetknutou patu

Veškeré parametry pro návrh jsou známy viz *obrázek 5-1*, vyjma umístění kotevní řady pod vrcholem stavební jámy, délky horninových kotev a jejich sklonu od vodorovné roviny. Tyto parametry zůstaly během všech výpočtu neměnné a byly zvoleny následovně:

- umístění kotevní řady pod vrcholem stavební jámy – $d_{kot} = 1,75 \text{ m}$,
- délka horninových kotev – $l = 5 \text{ m}$ (volná délka) $l_k = 4 \text{ m}$ (délka kořene),
- průměr kotvy – $d = 32 \text{ mm}$,
- sklon od vodorovné horniny – $\alpha = 28,0^\circ$.

Volně uložená pata

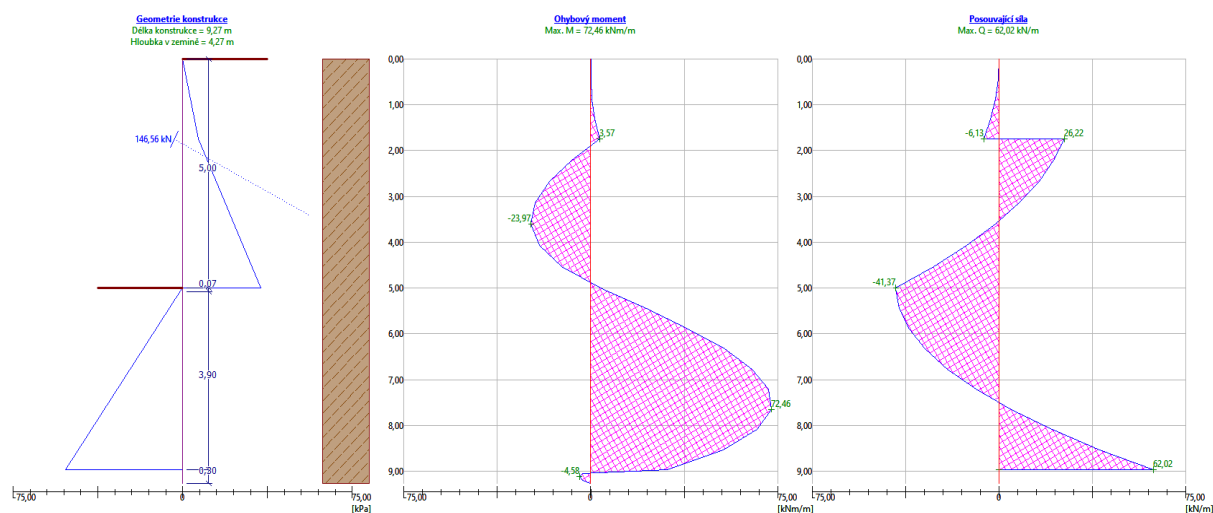


Obrázek 5-2: Průběh vnitřních sil pro volně uloženou patu [výstup z GEO 5]

Obrázek 5-2 vyobrazuje průběhy zemních tlaků a vnitřních sil (ohybové momenty a posouvající síly) na konstrukci s volně uloženou patou, hloubka kotevní řady je zde navržena $d_{kot} = 1,75\text{ m}$ pod vrcholem stavební jámy.

Hodnota volného uložení pod dno stavební jámy vychází $d = 2,0\text{ m}$. Tato hodnota bude v následujících výpočtech považována za spodní mez vetknutí zápor pod dno stavební jámy.

Vetknutá pata



Obrázek 5-3: Průběh vnitřních sil pro vetknutou patu [výstup z GEO 5]

Obrázek 5-3 vyobrazuje průběhy zemních tlaků a vnitřních sil (ohybové momenty a posouvající síly) na konstrukci s vetknutou patou, hloubka kotevní řady je zde navržena $d_{kot} = 1,75\text{ m}$ pod vrcholem stavební jámy.

Hodnota vetknutí pod dno stavební jámy vychází $d = 4,27 \text{ m}$. Tato hodnota bude v následujících výpočtech považována za horní mez vetknutí zápor pod dno stavební jámy.

Navržená konstrukce bez problému vyhoví na ohyb (68,1% využití) i na smyk (35,8% využití), je tedy vhodná k posouzení v programu *Pažení posudek*.

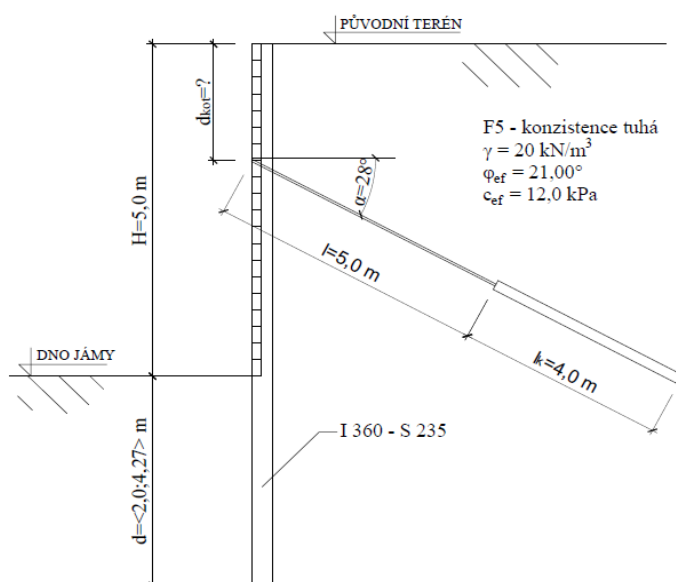
Interval hloubky vetknutí $d = \langle 2,0; 4,27 \rangle \text{ m}$ bude v následujících výpočtech brán jako horní, respektive dolní mez vetknutí. Ideální hloubka vetknutí zápor pod dno stavební jámy se tedy nachází v tomto intervalu.

5.2 Optimalizace umístění kotevní řady pod vrchol stavební jámy

Určení tohoto parametru bylo provedeno pomocí programu *GEO 5 – Pažení posudek*. Díky programu je možno získat následující údaje o konstrukci:

- přesné chování konstrukce během jednotlivých částí výstavby,
- deformace,
- vnitřní síly působících na konstrukci,
- vnitřní a také vnější stabilitu (tu je možno získat i v programu „*Pažení návrh*“).

Návrhová situace pro výpočet



Obrázek 5-4: Výchozí situace pro zjištění optimální hloubky kotvy

Na obrázku 5-4 je vyobrazena situace, ze které jsem vycházel při návrhu optimálního umístění kotevní řady pod vrcholem stavební jámy. Veškeré parametry pro tuto situaci byly

překopírovány z programu *Pažení návrh*. Úhel kotvy od vodorovné roviny a její délka zůstaly zachovány, hledaným parametrem tedy zbývá pouze hloubka kotev pod vrcholem stavební jámy v intervalu vetknutí $d = \langle 2,0; 4,27 \rangle$ m zjištěném v předchozím kroku výpočtu.

Ve výpočtech budu uvažovat s následujícími hodnotami ležícími v tomto intervalu.

- Volná pata – $d_1 = 2,0$ m.
- 25% vzdálenost mezi volnou a vetknutou patou – $d_2 = 2,57$ m.
- 50% vzdálenost mezi volnou a vetknutou patou – $d_3 = 3,15$ m.
- 75% vzdálenost mezi volnou a vetknutou patou – $d_4 = 3,70$ m.
- Vetknutá pata – $d_5 = 4,27$ m.

Postup výpočtů

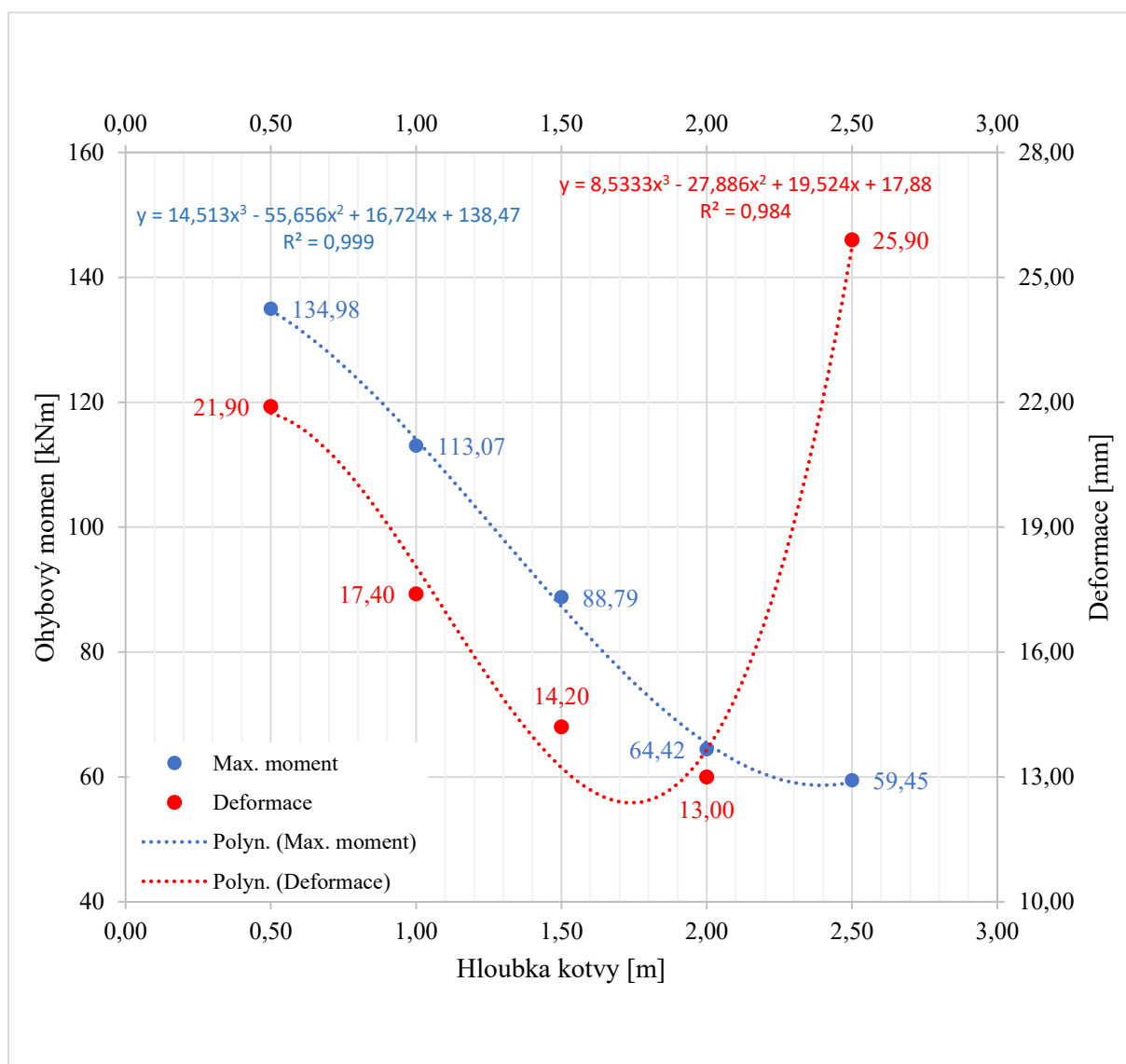
Program *Pažení posudek* pracuje na principu metody závislých tlaků viz *odstavec 4.3*, nabízí také možnost nastavení jednotlivých fází budování konstrukce tak, jak bude zhotovována při výstavbě. Každá následující fáze při výpočtu deformací, vychází vždy z přetvořené konstrukce fáze předchozí, nikoli z nedeformované konstrukce.

Obecné použití stádií budování při výpočtech:

- hloubení jámy 0,5 m pod úroveň hlavy kotvy, max. hloubka záběru je 1,5 m, pokud úroveň potřebného vyhloubení pod hlavu kotvy překročila toto maximum, byla rozdělena do dvou fází.
- Instalace kotvy 0,5 m nad dnem stavební jámy vyhloubené na úroveň z předchozí fáze. Parametry kotvy viz. *Obrázek 5-4*, vzdálenost mezi jednotlivými kotvami 4 m.
- Dokončení stavební jámy na požadovanou hloubku (5 m), platí stejná podmínka jako v prvním bodě.

Pro první sérii výpočtů je vztažena k hloubce vetknutí pod dno stavební jámy 3,15 m, tato hloubka odpovídá „průměrné“ hodnotě mezi volnou a vetknutou patou, tzn., že se nachází v polovině intervalu $d = \langle 2,00; 4,27 \rangle$ m (zaokrouhloeno na 0,05 m). V této sadě je za pomoci programu GEO 5 – *Pažení posudek*, provedeno 5 různých výpočtů, ty se lišily v hloubkách kotevní řady pod vrcholem jámy. Hloubky jsou zvoleny po pravidelných rozestupech 0,5 m, kdy první hodnota odpovídá 0,5 m a poslední 2,5 m pod původním terénem.

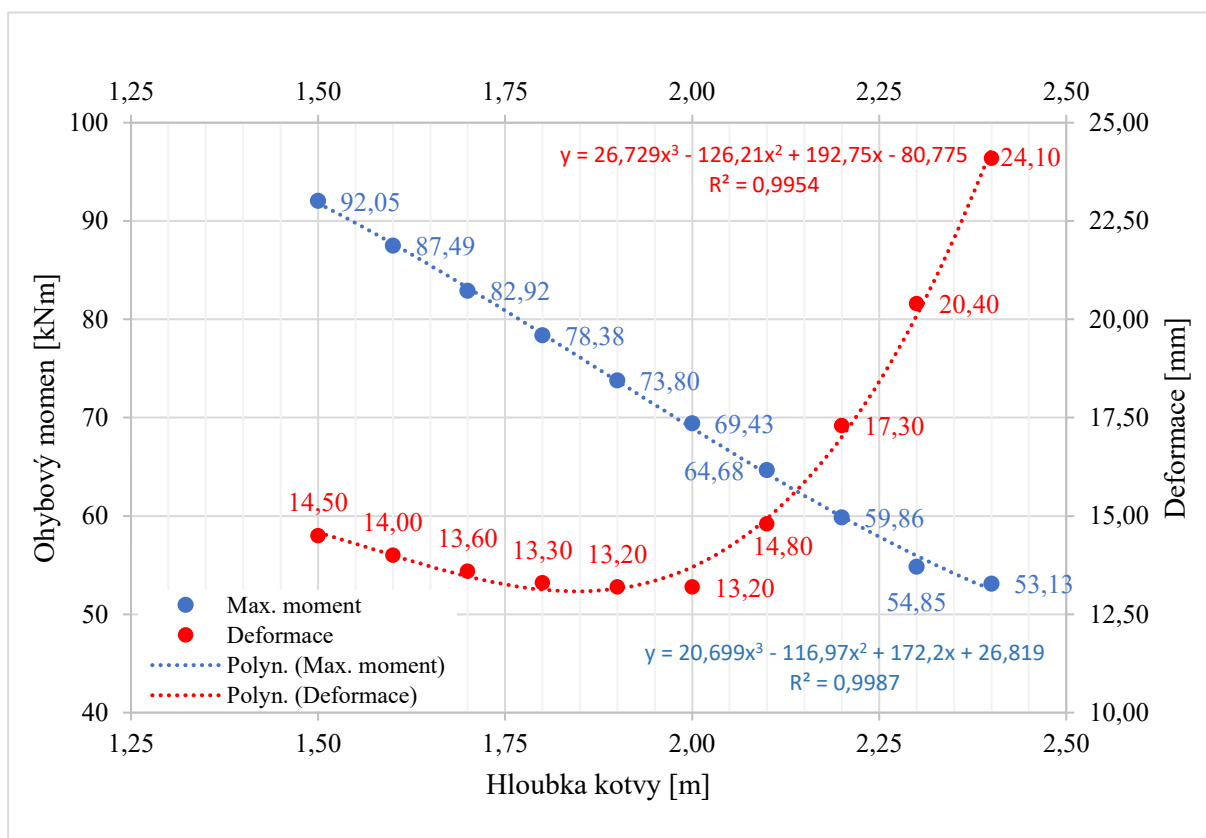
Na grafu 1 máme vyobrazeny výsledky jednotlivých výpočtů, konkrétně tedy max. ohybové momenty působící na konstrukci a max. deformace. Ohybové momenty jsou zde zobrazeny z důvodu jejich závislosti na hloubce kotvy pod původním terénem, ale nebude se s nimi uvažovat při optimálním návrhu tohoto parametru, jelikož profil i materiál záporu jsou ve všech jednotlivých výpočtech konstantní a také bezpečně vyhoví na ohyb i smyk. Prioritní jsou ovšem deformace, zde je mezi jednotlivými známými body proložena parabolická spojnice trendu předpokládající průběh deformací, ve všech ostatních neznámých místech. Optimálním místem umístění kotevní řady je tedy taková hodnota pod původním terénem, v níž vznikají nejmenší celkové posuny konstrukce.



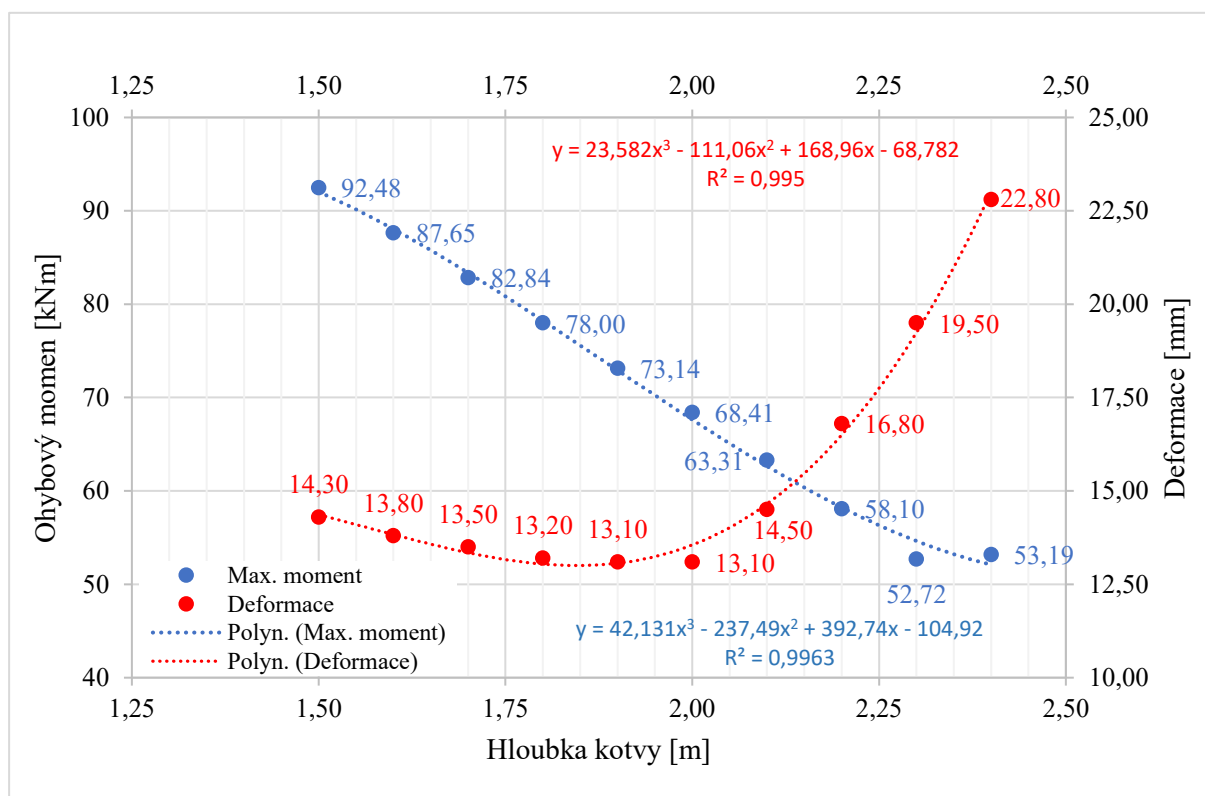
Graf 1: Max. ohybový moment a deformace při různé hl. kotvy, vetknt. záporu 3,15 m pod dno st. jámy, původní interval

Z grafu 1 je zřejmé, že nejnižší hodnoty deformací se nacházejí v oblasti hloubky kotevní řady 1,5 – 2,0 m pod terénem, z tohoto důvodu je u následujících výpočtů, rozdělených podle vetknutí zápor pod dno stavební jámy, změněna vyšetřovaná oblast umístění kotevní řady pod vrchol stavební jámy.

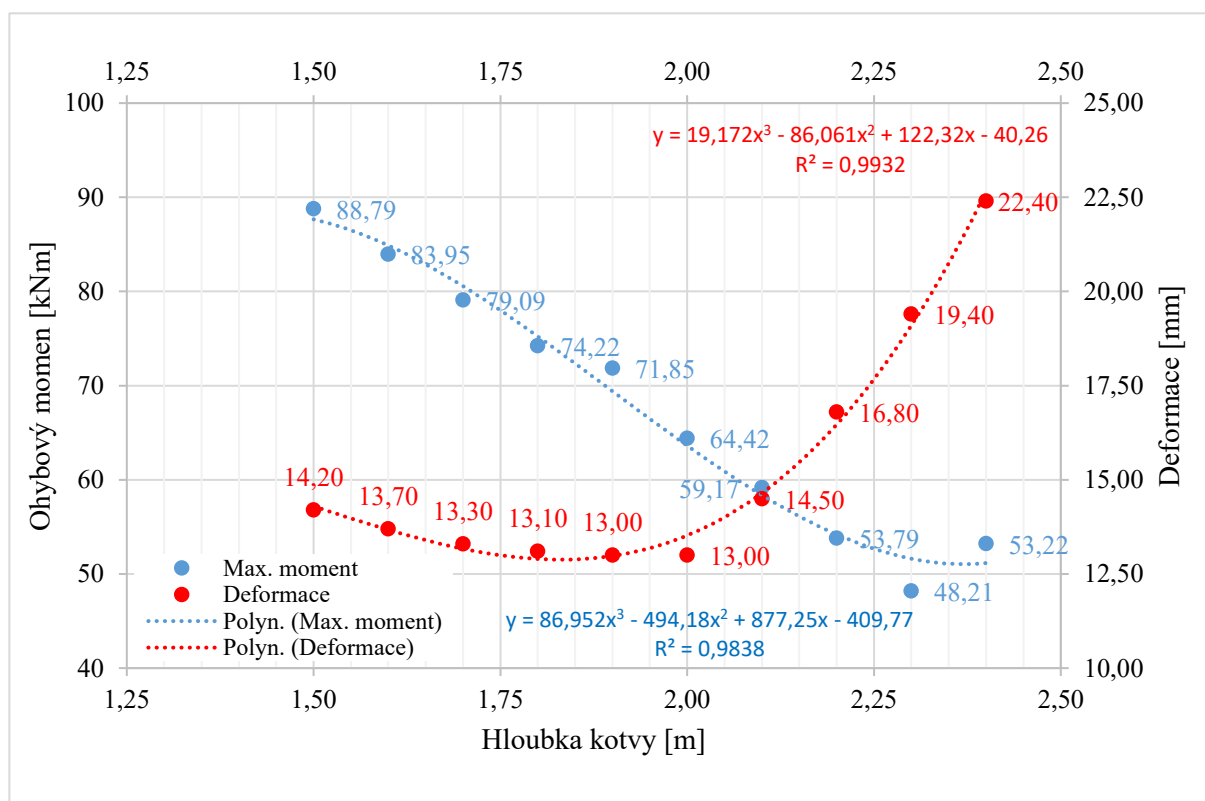
Z původní vyšetřované oblasti 0,5 – 2,5 m s hustotou výpočtů po 0,5 m bylo ustoupeno. Nově zvolený interval se nachází mezi hodnotami 1,5 – 2,4 m, krok vyšetření byl po 0,1 m, z toho vyplývá, že každá série od této chvíle obsahuje 10 výpočtů, tedy celkem 5 skupin po 10 výpočtech, místo původního záměru 5 skupin po 5 výpočtech, toto „zahuštění“ zaručí přesnější průběh deformační křivky ve zvolené oblasti. Analýzou těchto výsledků dostaneme přesnější informace o optimálním umístění kotevní řady pod vrcholem stavební jámy



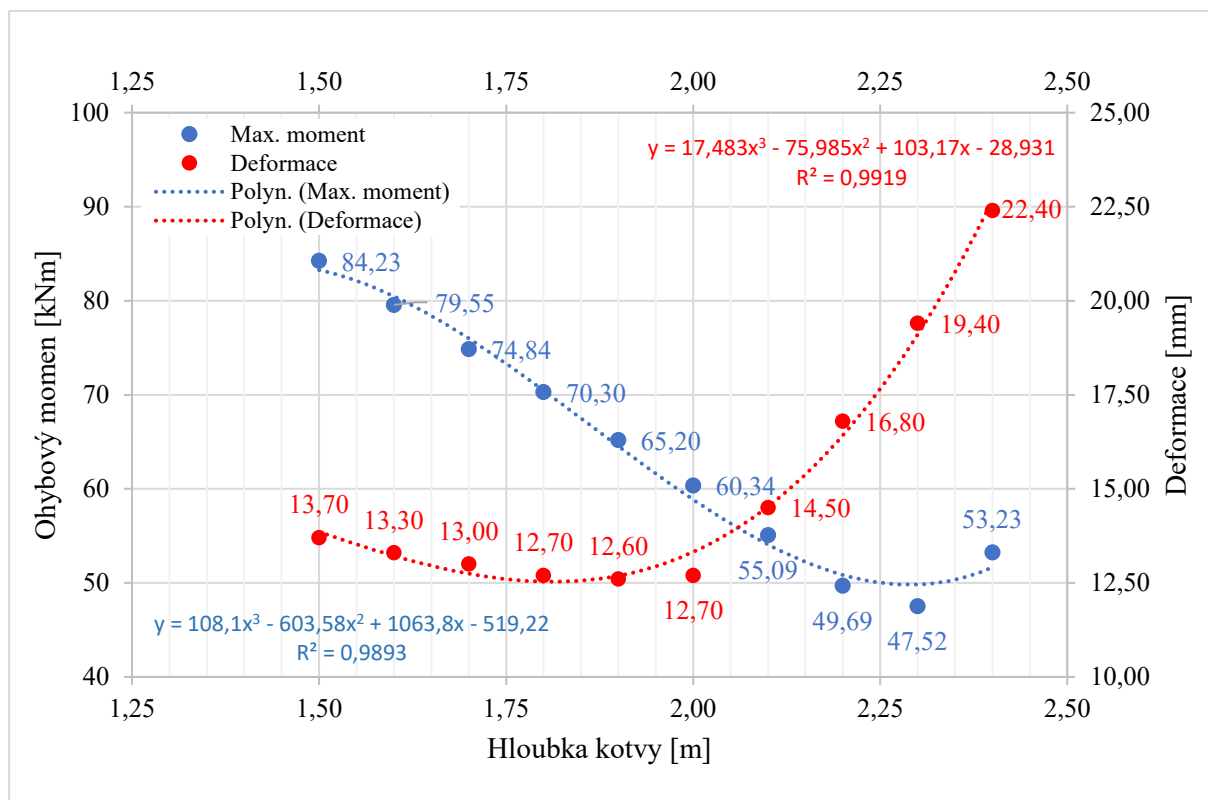
Graf 2: Max. ohybový moment a deformace při různé hl. kotvy, vetknt. zápor 2,00 m pod dno st. jámy



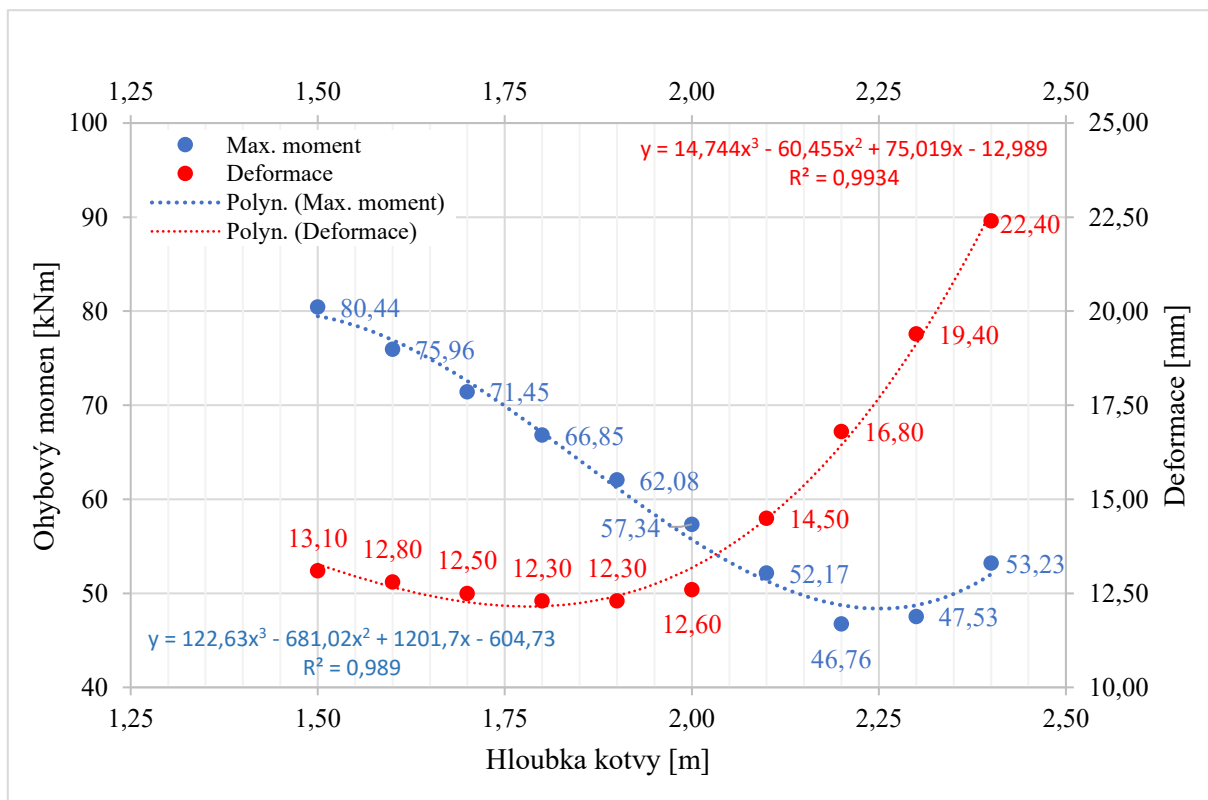
Graf 3: Max. ohybový moment a deformace při různé hl. kotvy, vetknt. záporny 2,57 m pod dno st. jámy



Graf 4: Max. ohybový moment a deformace při různé hl. kotvy, vetknt. záporny 3,15 m pod dno st. jámy



Graf 5: Max. ohybový moment a deformace při různé hl. kotvy, vetknt. zápory 3,70 m pod dno st. jámy



Graf 6: Max. ohybový moment a deformace při různé hl. kotvy, vetknt. zápory 4,27 m pod dno st. jámy

Grafy 2 – 6 zobrazují výsledky výpočtů všech sérií, které se postupně vztahují k hloubkám vetknutí záporu 2,00; 2,57; 3,15; 3,70 a 4,27 m pod dno stavební jámy v podrobnějším, nově zvoleném intervalu hloubky kotvy pod vrcholem stavební jámy. Díky tomuto rozmezí hodnot s menšími rozestupy mezi jednotlivými výpočty byly získány reálnější průběhy křivek deformací. Rozborem výsledku vynesných v *grafech 2 – 6* jsou získány následující závěry:

- nejnižší hodnoty deformací napříč všemi křivkami odpovídají hloubce kotvy 2,0 m pod původním terénem. Toto umístění je považováno za optimalizovanou hodnotu umístění kotevní řady pod vrcholem stavební jámy a bylo dále využito při stanovení optimalizované hloubky vetknutí záporu pod dno stavební jámy,
- hloubka vetknutí záporu nemá vliv na průběh deformační křivky, hodnoty v různých křivkách nejsou totožné, ale jejich průběh je až na drobné odlišnosti téměř identický.

5.3 Optimalizace hloubky vetknutí záporu pod dno stavební jámy

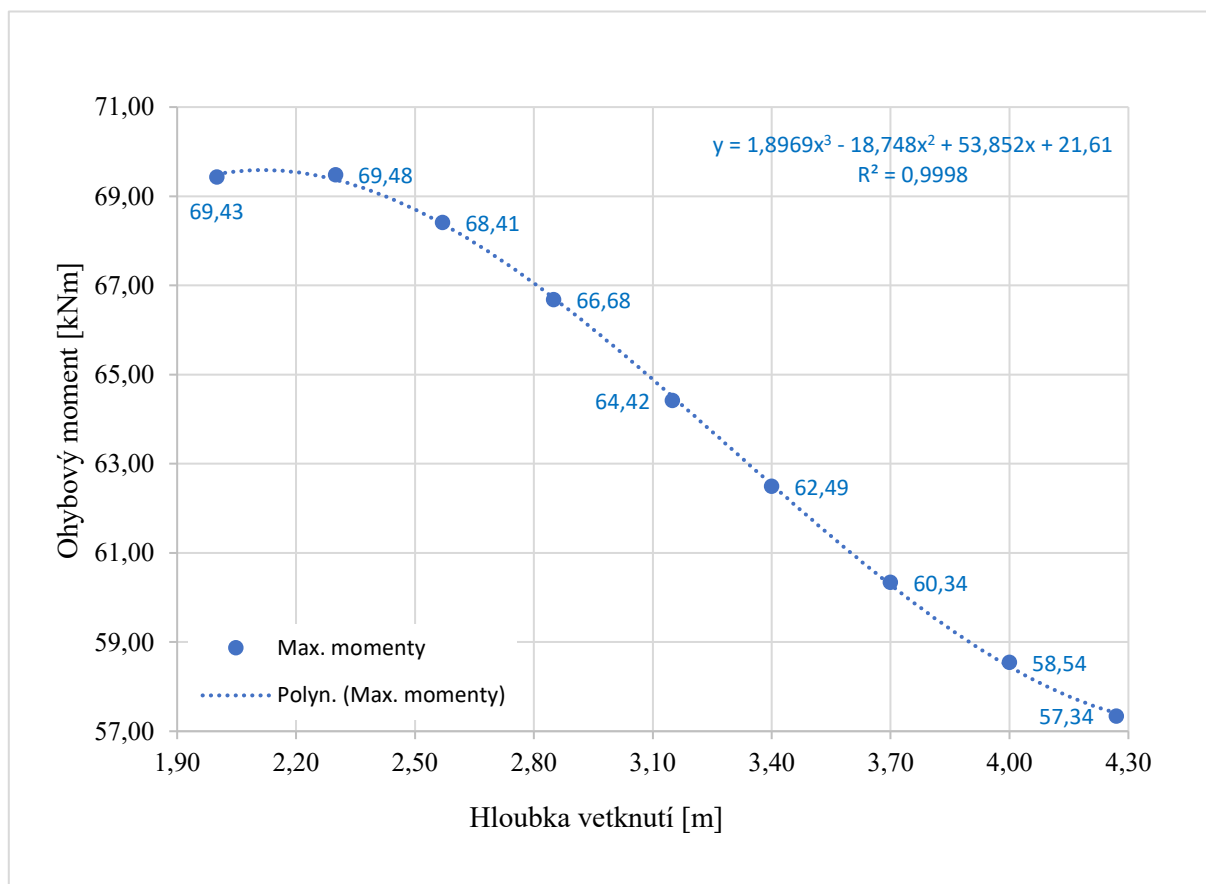
Stanovení výše zmíněného parametru proběhlo také za použití programu GEO 5 – „*Pažení posudek*“. Veškeré vstupní kritéria pro určení této zbývající neznáme, jsou již v tuto chvíli k dispozici. Návrhová situace zůstala stejná jako při stanovení optimalizované hloubky kotevní řady pod vrcholem stavební jámy viz *Obrázek 5-4*, s tím rozdílem, že známe míru právě tohoto parametru, konkrétně je rovna hodnotě $d_{kot} = 2,00$ m. Hloubka vetknutí záporu se nachází v již dříve známém intervalu $d = <2,00; 4,27>$ m, který byl vypočten za pomoci programu „*Pažení návrh*“ a jeho krajní „body“ odpovídají volné, respektive vetknuté patě.

Veškeré výpočty ke stanovení hledaného parametru byly tedy vztaženy k hloubce kotvy 2,0 m pod upraveným terénem a k vybraným hodnotám z intervalu $d = <2,00; 4,27>$ m. Konkrétní body nacházející se ve zkoumané oblasti se již částečně určily při výpočtu předcházejícího parametru, kdy se právě k nim vztahovaly jednotlivé výpočtové série viz *grafy 2 – 6*, k těmto dříve určeným hodnotám byly přidány další 4 hloubky z intervalu. Přidání „neproverěných“ hloubek vetknutí je možné, jelikož při analýze výsledku optimalizace umístění kotevní řady pod vrchol stavební jámy jsme došli k jednomu ze závěru, který říká, že hloubka vetknutí záporu nemá vliv na průběh deformační křivky (křivka má pro všechny hloubky vetknutí přibližně identický průběh), nejnižší deformace se s jistotou nacházejí v kotevní hloubce 2,0 m pod upraveným terénem.

Hodnoty vstupující do výpočtu jsou:

- dříve zvolené hloubky – 2,00 m (volná pata), 4,27 m (vetknutá pata), 2,57; 3,15; 3,70 m (25, 50, respektive 75% vzdálenost mezi volnou a vetknutou patou),
- čtyři nově zvolené míry vetknutí se nacházejí vždy přibližně v polovině mezi dvěma již známými hloubkami, konkrétně se jedná o tyto hodnoty 2,30; 2,85; 3,40 a 4,00 m.

Před tím, než jsme přikročili k analýze optimalizování tohoto parametru, proběhlo provedení celkem devíti výpočtů. Větší část těchto propočtů byla již uskutečněna v dřívější fázi parametrické studie, zbývaly dokončit pouze 4 výpočty pro nově zvolené hloubky vetknutí. Vyhodnocení oproti předchozí veličině se lišilo v hodnotícím kritériu, zde byly vyhodnocovány maximální momenty v různých hloubkách vetknutí pro kotevní řadu 2,0 m pod vrcholem jámy. Předpoklad průběhu křivky ohybových momentů je postupně klesající trend od úrovně volné paty po patu vetknutou. Na následující *grafu 7* jsou vyobrazeny vybrané hodnoty nejvyšších ohybových momentů, které jsou vztaženy k intervalu vetknutí $d = \langle 2,00; 4,27 \rangle$, kde krajní hodnoty demonstrují volnou, respektive vetknutou patu.



Graf 7: Průběh ohybových momentů v závislosti na vetknutí záporu

Z grafu 7 se potvrdila původní domněnka o klesajícím trendu ohybových momentů, křivka ale není ztotožněna s lineárností, zpočátku klesá zvolna, ve střední části je spád nejprudší a v závěru se opět vrací k volnějšímu průběhu. Nejstrmější průběh zaznamenáváme mezi hloubkami vetknutí 3,15 – 3,70 m. Následující výpočet určuje procentuální pokles ohybových momentů mezi volnou a vetknutou patou, kdy je volné patě prisuzovaná 100% míra vyšetřované veličiny.

$$\left(1 - \frac{\text{Volná pata}}{\text{Vetknutá pata}}\right) \cdot 100 = \% \text{ pokles momentů mezi volnou a vetknutou patou}$$

$$\left(1 - \frac{57,34}{69,43}\right) = 17,41\%$$

Stejným způsobem vyšetříme hodnoty v té části křivky, kde registrujeme jejich nejprudší pokles, konkrétně se jedná o ohybové momenty vztaženy k hloubkám 3,15; 3,40 a 3,70 m viz tabulka 1.

<i>Hloubka vetknutí d [m]</i>	<i>Ohybový moment M_{max} [kNm]</i>	<i>Redukce vůči volné patě [%]</i>
3,15	64,42	7,22
3,40	62,49	10,00
3,70	60,34	13,09

Tabulka 1: Redukce ohybových momentů vybraných hloubek vůči volné patě

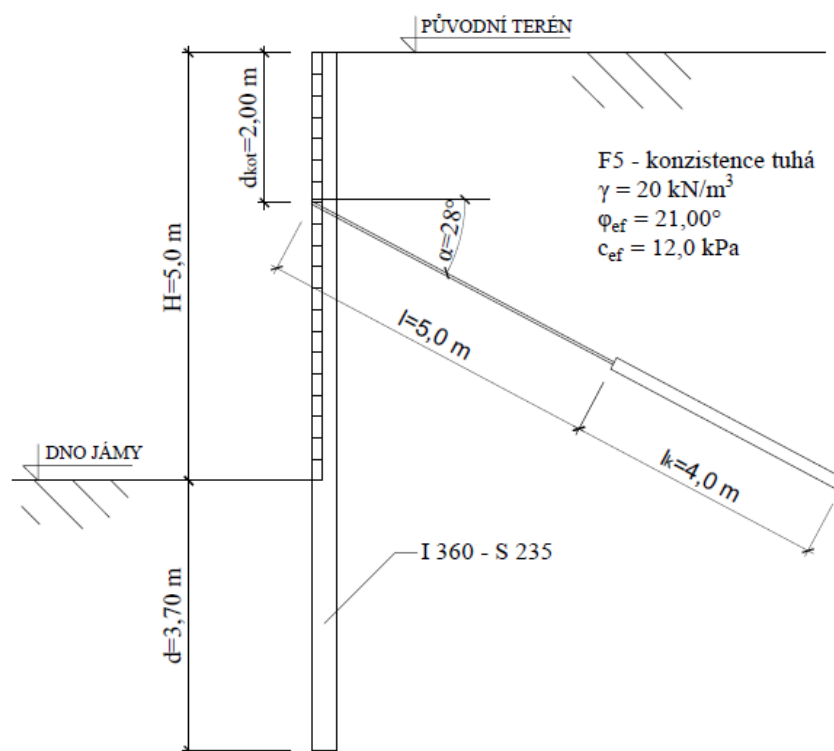
Tabulka 1 zobrazuje výsledky redukce momentů. Při hloubce $d = 3,15$ m, ta odpovídá 50% vetknutí mezi krajními hodnotami, byla zaznamenána redukce momentů o 7,22 % vůči volné patě. Kdežto u hloubky $d = 3,70$ m, přibližně 75% vetknutí mezi krajními hodnotami, nastal pokles o 13,09 %, což je téměř dvojnásobek, se skutečností, že hloubka se zvýšila pouze o polovinu.

5.4 Výsledný návrh a posouzení optimalizované konstrukce

Po analýze parametrické studie jednonásobně kotveného záporového pažení, bylo dosaženo následující optimalizované konstrukce:

- hloubka stavení jámy – $H = 5$ m,
- profil ocelové válcované zápor – *IPE 360*,
- materiál zápor dle EN 10025-2:004 – *S 235 JR*,
- osová vzdálenost zápor – $a = 2$ m,

- homogenní prostředí s hladinou podzemí vody hluboko pod patou záporny,
- soudržná zemina F4 – hlína s nízkou či střední plasticitou (charakteristické parametry: objemová tíha v přirozeném uložení $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, úhel vnitřního tření $\varphi = 21,0^\circ$, soudržnost $c = 12 \text{ kPa}$),
- kotva – umístění kotvy pod původním terénem – $d_{kot} = 2,00 \text{ m}$, sklon – $\alpha = 28^\circ$, volná délka kotvy – $l = 5,0 \text{ m}$, délka kořene – $l_k = 4,0 \text{ m}$, průměr kotvy – $d = 32 \text{ mm}$, osová vzdálenost kotev – $b = 4,0 \text{ m}$,
- hloubka vetknutí záporny pod dno stavební jámy – $d = 3,70 \text{ m}$.



Obrázek 5-5: Optimalizovaná konstrukce

Jednotlivé fáze budování pro optimalizovanou situaci:

1. hloubení na úroveň 1,5 m pod původní terén,
2. hloubení na úroveň 2,5 m pod původní terén,
3. instalace kotevní řady do hloubky $d_{kot} = 2,00 \text{ m}$ pod vrchol jámy,
4. hloubení na úroveň 4,0 m pod původní terén,
5. hloubení na dno jámy 5,0 m.

Po zadání každé fáze program „Pažení posudek“ vyžaduje provedení výpočtu a ověření, zda je konstrukce nadále stabilní, pokud by se stalo, že není, musí být změněno zadání předešlých fází. Poté, co byly úspěšně zadány veškeré fáze, následuje konečný výpočet.

- Karta „Výpočet“ – na této kartě jsou zaznamenány výsledky vztaženy k jednotlivým fázím budování počítané konstrukce. Mezi tyto výsledky patří průběhy vnitřních sil, deformace po celé délce konstrukce a také zemní tlaky. Veškeré hodnoty jsou vztaženy na jeden běžný metr, viz. Přílohy 1, 2, 3.
- Karta „Dimenzování“ - přechod na tuto kartu je umožněn, až po výpočtu všech fází budování. Nalezneme zde deformace a průběhy vnitřních sil již na konkrétní konstrukci (vztaženy k osově vzdálenosti zápor), posouzení ohybu a smyku. Tyto průběhy jsou kombinací obálek výsledků všech etap výstavby, viz. Příloha 4.

Max. deformace	$u_{\max} = 12,70 \text{ mm}$
Max. posouvající síla na průřez	$Q_{\max} = 69,60 \text{ kN}$
Max. moment na průřez	$M_{\max} = 60,34 \text{ kNm}$

Posouzení:

$$\text{Ohyb:} \quad M_{\max} = 60,34 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = 212,36 \text{ kNm} \Rightarrow \textbf{VYHOVUJE}$$

$$\text{Smyk:} \quad V_{\max} = 69,60 \text{ kNm} \leq V_{Rd} = 346,61 \text{ kNm} \Rightarrow \textbf{VYHOVUJE}$$

- Karta „Vnitřní stabilita“ – obsahuje posouzení stability kotevní řady. Z výsledku je zřejmé, že max. dovolená síla v kotvě bezpečně vyhoví síle zadané, viz. Příloha 5.
- Karta „Vnější stabilita“ – přechodem na tuto záložku program otevře nové okno pro stabilitu svahu. Zde je zadán výpočet stability podél kruhové smykové plochy a metody dle Bishopa. Výsledné stabilitní posouzení spolehlivě vyhoví, viz. Příloha 6.

6. ZÁVĚR

Bakalářská práce nesoucí název *Optimalizace návrhových prvků záporového pažení* zahrnuje, mimo tento způsob zajištění stavebních jam, také přehled dalších konstrukcí používaných na území ČR. Tyto konstrukce, se svou funkcí, způsobem provádění, použitými mechanismy apod. méně či více liší od konstrukce záporového pažení, jež je hlavním předmětem této práce.

Většina realizovaných staveb se neobejde bez jakékoli formy stavební jámy. V městských oblastech nebo při potřebě velkých hloubek jam, jsou nejvhodnější východiskem pažené stavební jámy, provedení této možnosti se neobejde bez určitého typu pažící konstrukce.

Záporové pažení se s oblibou využívá, pokud hladina podzemní nevystupuje nad plánované dno stavební jámy, ve většině případů se také jedná o konstrukci dočasného charakteru s výjimkami, ovšem může plnit roli ztraceného bednění a ponechává se natrvalo. Samotná konstrukce je složena ze zápor, pažin a kotvícího (rozpěrného) systému. Pro návrh a výpočet záporového pažení máme dnes na výběr z několika možností, patří mezi ně např. řešení prutovými modely na tuhých podporách nebo pomocí nosníků na pružném podkladu, tzv. metoda závislých tlaků, se kterou pracuje řada výpočtových programů včetně softwaru GEO 5.

Hlavním cílem praktické části bylo získání nejefektivnějšího řešení konstrukce kotvené v jedné řadě ze statického hlediska, podle dvou konkrétních parametrů (hloubky vetknutí IPE profilů pod dno stavební jámy a umístění kotevní řady pod úroveň původního terénu). Parametrická studie, již se věnovala praktická část práce, byla provedena pomocí programu GEO 5 od společnosti Fine. V prvním kroku studie proběhlo zadání známých veličin do softwaru „*Pažení návrh*“, výsledky výpočtu provedené tímto programem byly dvě hloubky vetknutí zápor, konkrétně pro volnou, respektive vetknutou patu, tyto hodnoty v dalším výpočtu představovaly krajní hodnoty intervalu $d = \langle 2,00; 4,27 \rangle m$, v němž se nacházela optimalizovaná míra tohoto parametru.

Z intervalu zjištěném v předchozím kroku, bylo pro další postup výpočtů vybráno několik hodnot z tohoto rozmezí. K těmto vybraným „bodům“ se za pomoci programu „*Pažení posudek*“ provedla řada výpočtů pro různé umístění kotev pod vrcholem stavební jámy. Kritériem, ke kterému se vztahovala optimalizace tohoto parametru, byla maximální deformace profilu. Analýza výsledku poukázala na skutečnost, že hloubka vetknutí nemá vliv na průběh deformační křivky, nejnižší deformace, pro různé hloubky vetknutí, se nacházely vždy ve

shodném umístění kotevní řady $d_{kot} = 2,00\text{ m}$ pod původním terénem, tato poloha byla hledaná optimalizovaná hodnota parametru.

Pro nalezení ideální míry vetknutí proběhlo vyšetření intervalu zjištěného v prvním kroku, se známou polohou kotevní řady. V tomto případě byly vyšetřovány maximální ohybové momenty, konkrétně jejich pokles mezi volnou a vetknutou patou, kdy nejvyšší míry byly zaznamenány při volné patě naopak nejnižší u paty vetknuté, tzn., že s rostoucí hloubkou vetknutí se zvyšovala redukce momentů. Optimalizovaná hodnota se tedy nacházela v takové hloubce, která zajišťovala nejvyšší redukci momentu mezi „krajními body“ vůči vetknutí záporny, výsledná míra vetknutí $d = 3,70\text{ m}$ pod dnem stavební jámy.

Po získání těchto dvou vyšetřovaných parametrů, bylo možné určit optimalizovanou konstrukci záporového pažení kotveného v jedné úrovni ze statického hlediska, což bylo cílem této práce. Z výsledku je zřejmé, že konstrukce bezpečně vyhoví na ohyb i smyk a může se zdát předimenzovaná, ale pokud bychom použili profil záporny s menší tuhostí, vedlo by to k výraznému nárůstu jeho deformací, které jsme se snažili eliminovat.

SEZNAM LITERATURY

- [1] MASOPUST, Jan. *Navrhování základových a pažicích konstrukcí: příručka k ČSN EN 1997*. Praha: Pro Českou komoru autorizovaných inženýrů a techniků činných ve výstavbě vydalo Informační centrum ČKAIT, 2012. ISBN 978-80-87438-31-2.
- [2] OLŠAVSKÝ, Milan. Stavební jámy a výkopy. *Stavební jámy a výkopy* [online]. 2012 [cit. 2021-1-23]. Dostupné z: <http://stavebnikomunita.cz/profiles/blogs/stavebni-jamy-a-vykopy-eurokod-7-zaklady>
- [3] ROZSYPAL, Alexandr. *Kontrolní sledování a rizika v geotechnice*. Vyd. Bratislava: Jaga group, 2001. ISBN 80-88905-44-3.
- [4] ZAKLÁDÁNÍ STAVEB A.S. Stavební jáma se základovou deskou pod úrovní podzemní vody "na klíč." *Zakladani.cz* [online]. 2000 [cit. 2021-1-23]. Dostupné z: https://zakladani.cz/casopis/archiv/2_00/casbody14.htm#top
- [5] BARTÁK, Jiří. Stavební jámy. In: *SPECIÁLNÍ ZAKLÁDÁNÍ* [online]. 2009-10 [cit. 2021-1-23]. Dostupné z: <http://departments.fsv.cvut.cz/k135/data/wp-upload/2009/10/stavebni-jamy-1.pdf>
- [6] TURČEK, Peter a kolektiv. *Zakládání staveb*. Přeložil Petra DAROVCOVÁ, přeložil Zlataše BRAUNŠTEINOVÁ. Bratislava: Jaga group, 2005. ISBN 80-8076-023-3.
- [7] ZAKLÁDÁNÍ STAVEB A.S. Beranění a vibrování. *Zakladani.cz* [online]. ©2008-2020 [cit. 2021-1-23]. Dostupné z: <https://www.zakladani.cz/cs/vyrobn-program/technologie/beraneni-a-vibrovani>
- [8] KATEDRA TECHNOLOGIE STAVEB. Podklady k výuce: Pilotové pažící stěny. *Fsv.cvut.cz* [online]. ©2007-2021 [cit. 2021-2-10]. Dostupné z: <http://technologie.fsv.cvut.cz/aitom/podklady/online-zakladani/textjama332.html>
- [9] ZAKLÁDÁNÍ STAVEB A.S. Pažení stavebních jam - Pilotové stěny. *Zakladani.cz* [online]. ©2008-2020 [cit. 2021-2-15]. Dostupné z: <https://zakladani.cz/cs/vyrobn-program-2/technologie/pazeni-stavebnich-jam/pilotove-steny>

- [10] MASOPUST, Jan a Věra GLISNÍKOVÁ. *Zakládání staveb: modul M01: zakládání staveb*. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2007. ISBN 978-80-7204-538-9.
- [11] ZAKLÁDÁNÍ STAVEB A.S. Pažení stavebních jam: záporové pažení. *Zakladani.cz* [online]. ©2008-2020 [cit. 2021-3-13]. Dostupné z: <https://www.zakladani.cz/cs/vyrobni-program/technologie/pazeni-stavebnich-jam/zaporove-pazeni>
- [12] HULLA, Jozef. *Predpoklady a skutočnosť v geotechnickom inžinierstve*. Bratislava: Jaga group, 2002. ISBN 80-88905-42-7.
- [13] ZAKLÁDÁNÍ STAVEB A.S. Pažení stavebních jam: Mikrozáporové pažení. *Zakladani.cz* [online]. ©2008-2020 [cit. 2021-3-14]. Dostupné z: <https://www.zakladani.cz/cs/vyrobni-program/technologie/pazeni-stavebnich-jam/mikrozaporove-pazeni>
- [14] FINE, spol. s r.o. GEO 5 2021 - Uživatelská příručka. *Fine.cz* [online]. © 2020 [cit. 2021-3-24]. Dostupné z: <https://www.fine.cz/>
- [15] MOHYLA, Marek. *Rozepřená stěna* [online]. Listopad, 2020 [cit. 2021-4-5]. Dostupné z: https://homel.vsb.cz/~moh050/geotechnicke_stavby/7_rozeprena_stena_Z2017.pdf

SEZNAM OBRÁZKŮ

<i>Obrázek 2-1: Způsoby svahování stavebních jam</i>	<i>5</i>
<i>Obrázek 2-2: Varianty těsnění dna.....</i>	<i>6</i>
<i>Obrázek 2-3: Hlavní konstrukční prvky pažené jámy</i>	<i>7</i>
<i>Obrázek 3-1: Ocelové štětovnice</i>	<i>10</i>
<i>Obrázek 3-2: Beraněná jímka ze štětových stěn</i>	<i>11</i>
<i>Obrázek 3-3: Typy pilotových stěn.....</i>	<i>12</i>
<i>Obrázek 3-4: Pažení stavební jámy pilotovou stěnou s velkou osovou vzdáleností.....</i>	<i>13</i>
<i>Obrázek 3-5: Hydrofréza pro hloubení podzemních stěn</i>	<i>14</i>
<i>Obrázek 3-6: Monolitická podzemní stěna</i>	<i>15</i>
<i>Obrázek 3-7: Schéma záporového pažení</i>	<i>17</i>
<i>Obrázek 3-8: Druhy záporového pažení</i>	<i>18</i>
<i>Obrázek 3-9: Pohled na dokončené záporové pažení</i>	<i>20</i>
<i>Obrázek 3-10: Mikrozáporová stěna pažená pomocí stříkaného betonu</i>	<i>22</i>
<i>Obrázek 4-1: Průběh velikosti zemních tlaků</i>	<i>23</i>
<i>Obrázek 4-2: Schéma záporového pažení</i>	<i>24</i>
<i>Obrázek 4-3: Redistribuce aktivního tlaku u jedenkrát podepřených stěn</i>	<i>25</i>
<i>Obrázek 4-4: Statické schéma stěny s volnou patou.....</i>	<i>26</i>
<i>Obrázek 4-5: Statické schéma stěny s vetknutou patou</i>	<i>27</i>
<i>Obrázek 4-6: Rozdělení zatížení po délce konstrukce</i>	<i>29</i>
<i>Obrázek 5-1: Výchozí situace záporového pažení</i>	<i>30</i>
<i>Obrázek 5-2: Průběh vnitřních sil pro volně uloženou patu.....</i>	<i>33</i>
<i>Obrázek 5-3: Průběh vnitřních sil pro vetknutou patu</i>	<i>33</i>
<i>Obrázek 5-4: Výchozí situace pro zjištění optimální hloubky kotvy.....</i>	<i>34</i>
<i>Obrázek 5-5: Optimalizovaná konstrukce.....</i>	<i>43</i>

SEZNAM GRAFŮ

<i>Graf 1:</i> Max. ohybový moment a deformace při různé hl. kotvy, vetknt. zápory 3,15 m pod dno st. jámy, původní interval	36
<i>Graf 2:</i> Max. ohybový moment a deformace při různé hl. kotvy, vetknt. zápory 2,00 m pod dno st. jámy	37
<i>Graf 3:</i> Max. ohybový moment a deformace při různé hl. kotvy, vetknt. zápory 2,57 m pod dno st. jámy	38
<i>Graf 4:</i> Max. ohybový moment a deformace při různé hl. kotvy, vetknt. zápory 3,15 m pod dno st. jámy	38
<i>Graf 5:</i> Max. ohybový moment a deformace při různé hl. kotvy, vetknt. zápory 3,70 m pod dno st. jámy	39
<i>Graf 6:</i> Max. ohybový moment a deformace při různé hl. kotvy, vetknt. zápory 4,27 m pod dno st. jámy	39
<i>Graf 7:</i> Průběh ohybových momentů v závislosti na vetknutí zápory	41

SEZNAM TABULEK

<i>Tabulka 1:</i> Redukce ohybových momentů vybraných hloubek vůči volné patě	42
---	----

SEZNAM PŘÍLOH

<i>Příloha 1:</i>	Modul reakce podloží, zemní tlaky a deformace - fáze budování 5.
<i>Příloha 2:</i>	Průběhy vnitřních sil - fáze budování 5.
<i>Příloha 3:</i>	Průběhy deformací a zemních tlaků- fáze budování 5.
<i>Příloha 4:</i>	Průběhy deformací a vnitřních sil na průřez.
<i>Příloha 5:</i>	Vnitřní stabilita zemních kotev.
<i>Příloha 6:</i>	Vnější stabilita svahu.